

Title	ため池の地震時安全性に関する研究(Dissertation_全文)
Author(s)	谷, 茂
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	1992-05-23
URL	http://dx.doi.org/10.11501/3061478
Right	許諾条件により本文は2011-04-01に公開
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

②

ため池の地震時安全性に関する研究

第1章 序論	1
1.1 本研究の目的	1
1.2 従来のため池の安全性評価法について	7
1.3 本論文の概要	10
参考文献	12
第2章 地震被害とその考察	13
2.1 被害の概況とその特長	20
2.1.1 被害の概況	20
2.1.2 被害形態の分類	27
2.2 被害の要因	35
2.2.1 地形・地質	35
2.2.2 堤体諸元	37
2.2.3 堤体土の特徴	43
2.3 まとめ	49
参考文献	51
第3章 堤体及び基礎地盤の土質工学的性質	52
3.1 堤体及び基礎地盤の静力学的性質	52
3.1.1 透水特性	52
3.1.2 強度特性	58
3.2 堤体及び基礎地盤の動力学的性質	64
3.2.1 変形特性	65
3.2.2 液状化強度	76
3.3 まとめ	83
参考文献	84
第4章 ため池の地震時安全性の評価法	85
4.1 堤体および基礎地盤の土質情報による簡易耐震判断法	85
4.2 ため池の振動特性	96
4.3 簡易液状化解析を用いて過剰間隙水圧上昇を考慮したすべり安定解析	108
4.3.1 液状化を考慮したすべり安定解析の考え方	108
4.3.2 解析例	120

4. 3. 3 本方法による安全率と沈下量の関係	1 2 9
4. 4 まとめ	1 3 4
参考文献	1 3 5
第5章 ため池の改修	1 3 7
5. 1 ため池の一般的改修工法	1 3 8
5. 1. 1 堤体部の改修工法	1 3 8
5. 1. 2 基礎部の改修工法	1 4 0
5. 2 ため池の改修事例	1 4 0
5. 3 耐震性を考慮した改修工法	1 4 5
5. 3. 1 耐震性を考慮した一般的な改修方法	1 4 5
5. 3. 2 耐震性を考慮したため池の改修工法	1 4 9
5. 4 連続糸混入による補強盛土	1 6 5
5. 4. 1 補強土の力学特性	1 6 5
5. 4. 2 補強盛土の振動台実験	1 7 1
5. 5 まとめ	1 8 6
参考文献	1 8 8
第6章 結論	1 8 9
6. 1 2章について	1 8 9
6. 2 3章について	1 9 0
6. 3 4章について	1 9 1
6. 4 5章について	1 9 2
ため池に依る整備事業の概要(参考資料)	1 9 4
関連文献リスト	1 9 6
図・表一覧	2 0 2
Summary	2 1 3
論文概要(邦文)	2 1 6
謝 辞	2 1 8

第1章 序論

1.1 本研究の目的

我が国では、古来より水田を主体とした農業が営まれてきた。したがって、水田の近傍で雨水を集め農業用水として確保する「ため池」は我が国農業の中で重要な役割を担ってきた。

わが国のもっとも古いため池は、日本書記などによれば^{1), 2)}、第10代崇神天皇が崇神62年(今から2024年前)「農者は天下の大本なり、民の恃みを以て生くる所なり、今河内狭山の埴田少なし、是を以て百姓農事を怠る、基れ多く池溝を開き、以て民業を寛めよ」として、河内国狭山に作らせた依網池、苅坂池、反折池とされている。また、第11代垂仁天皇は狭山池(上記の3つの池を統一したとする説もある)の完成を見た。またこの代には河内国の高石池、茅渟池、大和国の狭城池、迹見池を始めとして全国には800余のため池がすでに築造されていたらしい。

第15代應神天皇の代には韓人の技術により、大和国に韓人池が築造された。第33代堆古天皇の代には聖徳太子により「衆生の命は事水田にあり、水田の本は一一」として、倭国に高市池、管原池を築造したのを初めとして全国に多くのため池を築造した。大宝年間(西暦700年)には香川県に満濃池が築造された。この後弘仁9年に堤防が決壊した(原因については記されていない)。このため弘仁11年に空海により修築され、その後も破堤・修築を繰返し、現在では堤高32m、総貯水量1,540万tとなっている。この後江戸時代に至るまでは、戦乱にあけくれた時代もあり、ため池の築造も少なかった。しかし、江戸時代に入ると、幕府の農業振興策による農地拡充に伴い、ため池の築造数も飛躍的に多くなった。この時代には、廣淵沼大ため池(宮城県)、入鹿池(愛知県)、夫婦池(京都府)、服部大池(広島県)などの著名なため池が、築造されてきた。

1977年時点の15m以上の総ダム数1,872個の内、アースダムは1,506個あり、その内明治以前に築造されたものは表-1.1のように438個にもものぼる³⁾。その大部分は江戸時代に築造されたもので、当時の築造技術の高さを物語っている。明治維新以降も人工の増加に対応して、多くのため池が築造された。その数は1977年までに、7,300余り⁴⁾を数えている。

表-1.1 ダムの築造年代³⁾ (15m以上のダム)

年 代	1867年 以 前	1868年 ～1945年	1946年 ～1950年	1951年 ～1960年	1961年 ～1970年	1971年 ～1980年	1981年 以 後
箇所数 (構成比)	438 (23.4)	610 (32.6)	51 (2.7)	189 (10.1)	193 (10.3)	148 (7.9)	18 (1.0)

年 代	工事中	計画中	計
箇所数 (構成比)	186 (9.9)	39 (2.1)	1,872* (100.0)

*アースダムはこの内 1,506

昭和53年の調査によるとため池の数は約25万個にも及ぶ。これらの内、受益面積が1ha以上のため池は約10万カ所で、表-1.2，図-1.1のように分布している。ため池によってかんがいされている農地は56万haに達し、河川などと重複する面積を考慮すると約110万haにも及ぶ。これらは、水田面積の約38%であり有効貯水量は21億m³となっている⁵⁾。このことからしても、ため池がきわめて重要な水源となっていることがわかる。

また、近年においては、ため池がかんがい目的にとどまらず、豪雨による洪水の調整機能を有し、地域の人命、財産を守ることにも役立っている。さらに、地域住民のレクリエーションの場などとしての利活用も望まれてきている。このように、ため池は以前にも増して、その利用価値が高まってきている。また、ため池下流における地域開発も進み、ため池が決壊した場合にはその影響はきわめて大きくなってきている。

しかし、これらのため池は古い時代に人力による経験的な方法で築造されたもので、その約75%は築造後100年以上を経過し、老朽化も著しい。このまま放置しておく、災害発生の可能性があるものが多い。また表-1.3のように規模がきわめて小さく、全ため池数の約80%が堤高10m以下で、その平均貯水量は8,000m³過ぎない。

ため池の災害の主な原因として①豪雨 ②地震があげられる。表-1.2に示すように、西日本では台風常襲地帯が多く、東日本では地震地帯が多くなっている。このようなことから西日本では豪雨災害が多く、東日本では地震による災害が多い。

※本論文でのため池の定義は農業用のフィルダム全部をさすものである。しかし、戦後築造された堤高15m以上の大規模フィルダムでは地震による被害は軽微なものであるため本論文では主に小規模なフィルダムを対象とした。

表-1.2 農業用ため池の受益地規模による分類¹⁾

地 方 名	総 数	1 ha 以上						
		1 ha 以上の総 数	1～2 ha	2～5 ha			5～40 ha	40 ha 以上
				2～5 ha の総数	うち地震 関連地域	うち台風 常襲地域		
北 海 道	2,080	1,735	660	645	0		282	148
東 北	青森	1,668	1,204	303	379	0	385	137
	岩手	5,514	1,474	348	391	136	672	63
	宮城	7,054	2,554	375	866	707	1,192	121
	秋田	5,808	2,093	294	309	164	1,141	349
	山形	2,453	1,101	190	210	36	491	210
関 東	福島	5,756	2,979	252	505	241	1,970	252
	小 計	28,253	11,405	1,762	2,660	1,284	5,851	1,132
東 海	茨城	1,620	1,595	197	541	14	799	65
	栃木	531	447	42	126	0	257	22
	群馬	698	552	70	187	0	256	39
	埼玉	650	609	75	212	9	303	19
	千葉	1,374	1,209	108	221	221	719	131
北 陸	東京	34	13	0	5	5	8	0
	神奈川	56	36	8	12	12	14	2
	山梨	144	131	0	5	3	110	16
	長野	2,076	1,466	245	340	231	762	119
	静岡	773	706	57	251		362	36
北 陸	小 計	7,956	6,764	795	1,900	746	3,620	449
東 海	新潟	5,368	1,811	342	468	311	836	195
	富山	3,813	1,886	785	511	29	542	48
	石川	3,227	2,497	525	783	0	1,057	132
	福井	745	530	90	187	28	241	12
	小 計	13,153	6,754	1,742	1,949	368	2,676	387
近 畿	岐阜	2,489	1,359	219	430	114	628	82
	愛知	2,062	2,062	315	585	251	1,058	100
	三重	9,510	1,719	189	331	307	1,081	118
	小 計	14,061	5,140	723	1,346	672	2,767	304
中 国	滋賀	7,238	1,368	288	278	278	725	77
	京都	2,145	1,718	346	514	412	812	46
	大阪	12,530	4,744	2,427	1,080	1,080	1,120	117
	兵庫	42,978	10,427	2,128	2,936	1,791	4,857	506
	奈良	13,769	2,557	673	595	447	1,198	91
四 国	和歌山	8,190	3,092	1,336	746	246	944	66
	小 計	86,850	23,906	7,198	6,149	4,254	893	9,656
中 国	鳥取	1,726	967	191	339	160	408	29
	島根	6,757	2,837	1,214	865	612	717	41
	岡山	8,553	6,561	1,621	2,269	0	2,464	207
	広島	15,981	7,465	2,527	2,485	253	2,321	132
	山口	16,761	2,670	421	867	157	1,281	101
九 州	徳島	1,388	557	161	160	0	216	20
	香川	18,620	3,723	1,495	840	0	1,173	215
	愛媛	3,213	2,782	728	890	453	1,080	84
	高知	521	291	42	86	0	154	9
	小 計	73,520	27,853	8,400	8,801	1,635	1,645	9,814
内 地	福佐	5,881	4,493	670	1,401	0	1,401	255
	佐賀	2,270	1,848	188	468	0	468	225
	熊本	3,088	1,587	252	516	0	516	78
	大分	3,459	2,291	691	877	0	877	36
	宮崎	3,902	2,458	623	681	288	681	106
沖 縄	鹿児島	939	832	94	195	162	195	39
	小 計	684	386	1	6	0	338	41
	小 計	20,223	13,895	2,519	4,144	450	4,144	780
内 地 計	244,016	95,717	23,139	26,949	9,409	6,695	40,836	4,793
沖 縄	62	62	2	0	0	0	35	25
総 計	246,158	97,514	23,801	27,594	9,409	6,695	41,153	4,966



図-1.1 ため池の分布⁵⁾

表-1.3 ため池の堤高・貯水量別の分類⁵⁾

堤高別	規 模	～5m	5～10m	10～15m	15～ m	不 明	合 計
	構成率	32%	48%	13%	5%	2%	100%
貯水量別	規 模	～5千m ³	5～10千m ³	10～50千m ³	50～ 千m ³	不 明	合 計
	構成率	26%	19%	40%	14%	1%	100%

大地震の度にため池にも多くの被害が生じている。表-1.4 は過去の地震によるため池の被害をまとめたものである。決壊したため池も多く、人命が失われた例もある。先に述べたように、ため池下流の地域開発がますます進み、大地震が起きれば以前にも増して甚大な2次的被害が発生されることが予測される。

表-1.4 地震による農地・農業施設災害

地 震 名	発生年月日	地震規模 (マグニチュード)	農地・農業用施設 被害額 (百万円)	ため池被害 額(百万円)	ため池 被害数
北丹後地震	1927, 3.7	7.5	—	—	90
男鹿地震	1939, 5.1	7.0	356 (4, 475)	—	74
新潟地震	1964, 6.16	7.5	12, 254 (44, 237)	223 (805)	146
松代群発地震	1965, 8～ 1970, 12	最大 5.4	730 (2, 146)	329 (967)	57
十勝沖地震	1968, 5.16	7.9	3, 882 (11, 413)	—	202
宮城県沖地震	1978, 6.12	7.4	5, 876 (7, 227)	430 (529)	83
1983年日本 海中部地震	1983, 5.26	7.7	19, 749	3, 224	238
千葉県東方 沖地震	1987, 12.17	6.7	2, 570	76	9

* () は1983年の物価を基準にして1983年の被害額に換算したもの

昭和53年度調査によると、表-1.5 のようにため池の要改修カ所は約2万カ所、その内採択基準（巻末196～197ページに示す）に合うため池は約10,700カ所となっていた。昭和53年から昭和62年までに3,420カ所のため池が改修されてきたが、改修率は今だ32%にすぎない。また全体の要改修ため池の比率が27%に対し、地震関連では42%と比率が高くなっていて、地震関連で改修すべきため池の割合が多い事を示している。

表-1.5 農業用ため池要改修数
(昭和54年度、構造改善局防災課とりまとめ)

規 模 事 項	40ha以上	40～5ha	5～2ha	うち 地震関連	小 計	その他	計
全体ため池数	4,966	41,153	27,594	9,409	73,713	172,445	246,158
要改修ため池	1,059	9,162	9,783	3,952	20,004	—	—
要改修比率	21%	22%	35%	42%	27%	—	—

近年、土質力学の発展によりほとんどの場合、十分な調査と適切な設計を行うことによって、安全性の高い土構造物を作ることが可能となっている。しかしながら、このような技術は新規に構造物を作るためのもので、既設の土構造物の改修には必ずしも適切な技術とは言えない。既設土構造物の改修には、現在の安全性の評価が重要なこととなる。また、既在の構造物を大部分残し、改修によって安全性を付加するためには、新規の構造物を作る技術をそのまま適用することは出来ない。また、ため池のような小規模土構造物では、改修する数もきわめて多く大ダムのように十分な調査と設計を行うことはほとんどなされていない。このため、限られた土質情報から、正確に地震時の安全性を評価していくことが実用上重要なこととなる。

本研究は、地震時においても安全性の高いため池にするために、ため池の安全性を合理的かつ簡便に評価する手法の開発、及び地震時においても安全性の高いため池にするための基本的な改修技術の開発を行うことが目的である。

1.2 従来のため池の安全性評価法について

ため池は、わが国に現在約25万個あるといわれている。その75%は100年以上を経過して、堤高10m以下のものが約80%を占めている⁵⁾。これらの大部分は経験と勘によって建設されたもので、今日の土質力学からすると、安全性は必ずしも十分とはいえない。

ため池に災害をもたらす自然現象は、豪雨、地震などである。表-1.6 にため池の地震災害に関連した主な文献をあげている。これらの内、災害の原因に関しての研究では高瀬国雄の「アースダムの安全性に関する統計的研究⁶⁾」(1967)が体系的にまとめられたものとしては初めてであった。この研究ではアースダム全般の計画・設計・施工に関するものから、豪雨・地震・築堤時の過剰間隙水圧による事故の要因など広範囲に及んでいる。アースダムの地震被害に関し、過去の地震、男鹿半島(1939)、青森県西方沖(1964)についての文献調査を行い、新潟地震(1965)、松代群発(1965～1970)については現地調査等を行ってその被害原因の詳細な調査を行った。これらの調査結果から次のような共通点をあげている。

- (1) 築造年代の新しいダムに、被害がとくに顕著である。年限の指定を明確にすることはできないが、新潟地震では10年未満、男鹿地震・世界の地震では20年程度となっている。また新潟地震における農地災害では、300年以降に人為的に生成された旧河道跡（ルーズな砂）に被害が多く、300年以前の人為的埋立地、または300年以降でも自然滞積による泥炭、シルト、軟弱層では、直接被害がほとんど見られない。
- (2) 不均質な地盤または築堤材料の個所、または平面的な屈曲場所などは、地震に対して弱い。八郎潟干拓堤防の被害がこれを端的に示している。また改修歴のあるアースダムが地震に弱いのも、新旧两部分が異質であることに起因するものと考えられる。
- (3) 堤高が大きいほど、また貯水位が高いほど被害率も大きくなる傾向がかなり明確である。
- (4) 震度は4ぐらいから多少の被害が現れ始め、震度5ではクラックを主体としたかなりの被害が出てくる。ただし、震度5になっても目立った被害の現れないダムの方がむしろ多い。
- (5) 基礎地盤と被害との関係は、それほど明確ではないが、基礎がやわらかいほど、被害は大きくなる傾向が多少みられる。

(6) 地震の方向とダム軸の方向、堤頂幅、堤長や斜面コウ配と地震被害との間には、ほとんど何の関係も認められない。

表-1.6 ため池の地震災害に関連した主な文献

著 者 名	文 献 名	出 典	発行年
(1) 秋葉満寿次 仙波秀男	秋田県男鹿地震とため池被害	農業土木研究 Vol.13, NO.1	1941
(2) 西 川 泰	日本における土堰堤並に溜池に関する地質学的研究	北海道大学学位論文	1961
(3) Grunner, E.	Dam Disasters	Proc. of the Institution of Civil Engineering Vol.24, Jan.	1963
(4) 高瀬国雄	アースダムの安全性に関する統計的研究	京都大学学位論文	1967
(5) 守谷正博 高岡恭三 山下 進	十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察	土と基礎 Vol.16, NO.9	1968
(6) 東北農政局	1978年度宮城県沖地震 —土地改良施設の災害と復旧—		1978
(7) H. B. SEED	Consideration in the earthquake-resistance design of earth and rockfill dams	Geotechnique, Vol.29, NO.3	1979
(8) 谷 茂 安中正実 川口徳忠 釜田豊也	1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告	農業土木試験場技報169 (CE-4)	1985
(9) 日本農業土木総合研究所	昭和60年度大規模地震対策調査報告書		1986
(10) 谷 茂 長谷川高士	日本海中部地震を中心とした溜池の地震被害	農業土木学会誌 Vol.55, NO.10	1987

この後、十勝沖地震⁷⁾(1968)、宮城県沖地震⁸⁾(1978)、日本海中部地震⁹⁾(1983)、でもため池の被害調査報告が出されていて、被害原因の究明が行われた。谷、長谷川はこれらため池の過去の地震被害について既存の文献の再検討及び、日本海中部地震では現地調査

・土質試験等を行い、ため池の諸元、土質、基礎地盤の地質等と被害の関係について体系的に論じた¹⁰⁾。この内容については2章で述べる。

一方、日本農業土木総合研究所では昭和54年度～60年度にわたって「大規模地震対策調査検討委員会」が設けられ、その中でため池について簡便な耐震性判定指針(案)が示されている¹¹⁾。この方法は、①堤体、②底樋、③洪水吐、④取水施設、⑤基礎地盤、⑥地すべりの6項目で耐震性を判断する方法である。日本海中部地震での被害例について、この指針の照査を行ったところによると、実際に被害のあったため池184箇所では被害ありと判定されたものは92箇所、50%の的中率であった。ため池の地震被害の要因は複雑にからみ合っているため、要因数を増やす必要があると述べられている。

ため池の、地震被害の要因は複雑にからみ合っているために、簡便な情報から行う耐震性の判断としては1つの限界を示したものと考えられる。しかし、堤体、基礎情報のより詳しい土質情報が判断基準の中に入ってくれば、より正確な判定が可能になると考えられる。

農林水産省では、老朽ため池の改修基準として「老朽ため池整備便覧」⁵⁾(1982)を適用している。15m以上の大ダムには「土地改良事業計画設計基準(設計ダム)」¹²⁾(1981)適用されるのに対し、従来では小規模なアースダム、いわゆるため池の改修に関する基準そのものがなく、ダムの設計基準その他の資料を参考に進めてきた。このため、老朽ため池独自の技術的基準の必要性が叫ばれ、上記のため池改修指針が発刊されたものである。この基準では、老朽ため池としての採択基準、設計諸数値、標準的な設計が書かれている。しかし安全性についてはすべり解析などの直接的な評価は原則的には行わないで、標準的な断面等を示している。この基準でも特殊な場合には安定計算を行うとしているが、実際に土質試験を行い安定解析を行う例は少ない。また、堤体・基礎の液状化の可能性のある場合では、安全性の評価が十分とはいえない面をもっている。

類似構造物である鉱さいダムの安全性評価では、液状化を考慮したすべり解析法が提案されている¹³⁾。河川堤防では、地盤の応答特性を考慮して液状化をも含めたすべり安定解析法が提案された¹⁴⁾。また最近では、有限要素法による時々刻々の過剰間隙水圧を考慮した有効応力による地震応答解析もさかんに研究されている¹⁵⁾。これらの方法では、力学定数を三軸試験、繰返し三軸試験あるいは単純せん断試験などから決定する必要がある。しかし、ため池の場合これらの試験を行うことはまれで、力学定数を決めることが難しい場合が多い。また地震応答解析ではコンピュータで長時間計算しなければならない、数

多くのため池について、このような解析を行うことは難しいと考えられる。

以上述べたように、ため池の安全性評価に使える手法は種々提案されているが、簡便な方法では安全性評価の精度の問題があり、詳細な解析では多くの力学定数を必要とすることなどから、数多くのため池の安全性評価を行っていくことは難しい。

1.3 本論文の概要

近年、ため池の重要性が以前にも増して大きくなっている。また、ため池周辺の開発が進み、決壊などの場合には2次的被害が甚大になる可能性がある。ため池の大部分は、経験的技術によって築造されてきた。築造後100年以上経過した、ため池も多くその老朽化が進んできている。

最近の土質工学の技術をもってすれば、ほとんどの場合安全性の高い土構造物を作ることが可能となっているが、これらの技術は新規の土構造物を作る場合には有効なものとなる。しかし、ため池のような、既設の小規模土構造物においては、経費の点からも十分な調査・解析を行うことは難しい。このため、地震被害の事例を解析し、被災要因を明らかにする必要がある。また解析による安全性の評価を行っていく場合には、土質分類、締固め度、標準貫入試験によるN値などの土質情報から、力学特性を簡便に評価出来る事が実用上重要となる。安全性評価の結果、改修が必要なため池については、その改修法の検討が必要となってくる。以下に、本研究の内容について簡単に述べる。

第1章では、ため池築造の歴史及び、ため池に関して現在行なわれている安全性の評価法についてまとめた。

第2章では、過去5回の地震被害の調査・解析を行って、ため池の被災原因の検討を行った。特に日本海中部地震においては、3カ年にわたって現地調査を行い被災原因の検討を行った。その調査結果から、基礎地盤の地形・地質及び堤体の土質特性が被害の有無あるいは被害の程度に大きな影響を及ぼしている事がわかった。さらに砂質土である場合に特に大きな被害が発生している事もわかった。

第3章では、ため池の堤体及び基礎地盤の土質特性を調べるために、室内試験、原位置試験を行った。これらの結果を利用して、土質分類、締固め度、N値などの簡易な土質情報から、力学特性（せん断強度、動的変形特性、液状化強度）を推定する関係を導いた。

第4章では、約19カ所のため池について堤体土の採取、堤体・基礎地盤のボーリング調

査、採取試料による力学試験を行い、詳細に土質特性を把握した。また、被害状況について詳細に調査した。これらの調査結果から、堤体、基礎地盤の土質特性から簡易的に被害の予想をたてる方法を提案した。しかし、この簡易耐震判断法でも、堤体・基礎地盤が砂質土で出来たものについては、かなり大きめに被害を予想する結果となった。このため、正確に被害予測をするためには地震による過剰間隙水圧を考慮した解析も必要となることが明らかになった。

このため、第3章で検討した締固め度、N値などと力学特性の関係を利用し、ため池に簡易液状化解析を適用し、過剰間隙水圧を考慮したすべり安定解析を行った。実際の被害事例で、安全率と沈下量の関係を見ると、安全率1.0をもってして、大きな被害（天端沈下量1.0m以上）とそれよりも小さな被害に区別することが出来た。これによりため池の地震時安全性を定量的に評価することが出来る。本解析では、かなり大胆な仮定のもとに解析を進めてきたが、被害の定量的な予測が可能であることがわかった。

第5章では、ため池の堤体及び基礎地盤の耐震補強工法について検討した。ため池の類似構造物である河川堤防、鉄道盛土、及び液状化地盤の既存の耐震補強工法についてまとめ、これらを参考にしながらため池の耐震補強工法について具体的に検討した。

基礎地盤の良好な場合と悪い場合の2つの場合に分け、4章の解析法を用いて、改修による安全性の向上について検討した。その結果、前刃金工法、連続糸補強土工法及び矢板工法を併用することによって、地震に耐えられるため池に改修することが、可能であることを示した。

新しい耐震補強工法である連続糸混入土工法については力学試験、振動台実験によって詳細に補強効果を検証し、ため池への適用性の検討を行った。この結果から連続糸混入土による補強土工法がため池の耐震補強工法として有望であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 土木学会：明治以前日本土木史，1931
- 2) 和田保：土堰堤、地球出版社，1949
- 3) (財)日本農業土木総合研究所：農業用ダム施設適性管理に係わるデータ分析手法の研究等業務，1983
- 4) 農林水産省地域計画課：ため池台帳（集計編），1981
- 5) 老朽ため池研究会：老朽ため池整備使賢、昭和57年度版，1982
- 6) 高瀬国雄：アースダムの安全性に関する統計的研究、京都大学学位論文，1967
- 7) 守谷正博・高岡恭三・山下進：十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察、土と基礎、Vol.16, NO.9, pp.39~45, 1978
- 8) 東北農政局：1978年宮城県沖地震—土地改良施設の災害と復旧—，1978
- 9) 谷 茂・安中正実・川口徳忠・釜田豊也：1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告、農業土木試験場技報 169, (CE-4), pp.1~92, 1985
- 10) 谷 茂・長谷川高士：日本海中部地震を中心とした溜池の地震被害、農業土木学会誌、Vol.55, NO.10, pp.17~25, 1987
- 11) (財)日本農業土木総合研究所：昭和60年度大規模地震対策調査報告書，1986
- 12) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準（設計ダム）、1981
- 13) 通産省立地公害局：捨石、鉱さいたい積場建設基準及び解説，1982
- 14) 佐々木康・沢田善治・安田進・田上裕：高瀬川高潮堤防の耐震性調査、土と基礎，Vol.35, No.8, pp.19-24, 1987
- 15) 田中忠次、安中正実、谷茂：小規模アースダムの液状化解析、第21回土質工学研究発表会講演要旨集，pp.647~648, 1986

第2章 地震被害とその考察

我が国には、ため池は現在およそ25万個あるといわれている。これらのため池は経験的な方法によって作られ、多くは小規模なもので、その約80%は堤高10m以下である¹⁾。

ため池が作られて以来多くの地震が発生し、その度に被害を受けていたと考えられる。史実に残るため池の地震災害は、著者の知る限りでは満濃池が1854年マグニチュード8.4の安政南海地震の時に地震後約一カ月でパイピングによると考えられる破壊を生じたのが初めてである。その後濃尾地震(明治24年)での入鹿池の被害事例があるが、被害の記録が残っているのは北丹後地震(1927年)以降となる。秋葉・仙波は男鹿地震でのため池被害の詳細な調査を行い、築堤材料が砂質土であったものは被害が大きいなどの土構造物の耐震性を考える上での重要な指摘を行った²⁾。その後も新潟^{3)・4)}、松代群発⁵⁾、十勝沖⁶⁾、宮城県沖⁷⁾、日本海中部地震⁸⁾でも被害の調査が行われてきた。表-2.1 は、これらの地震の震央及びため池の被害数を示したものである。地震規模に比例してため池被害の数が多くなることがわかる。

表-2.1 地震の諸元とため池の被害

地震名	発生年月日	地震規模 M _J (マグニ チュード)	震 央			ため池 被害数
			東 経	北 緯	深さ(Km)	
北丹後	1927, 3.7	7.5	135°06'	35°36'	10	90
男鹿	1939, 5.1	7.0	139°48'	40°00'	0	74
新潟	1964, 6.16	7.5	139°11'	38°21'	40	146
松代群発	1965, 8~ 1970, 12	最大 5.4				57
十勝沖	1968, 5.16	7.9	143°35'	40°44'	0	202
宮城県沖	1978, 6.12	7.4	142°10'	38°09'	40	83
1983年日 本海中部	1983, 5.26	7.7	139°06'	40°24'	14	238
千葉県東 方沖	1987, 12.17	6.7	140°29'	35°21'	58	9

図-2.1~2.5は過去の地震によるため池の被害率の分布を示したものである。このような農業施設構造物に被害を及ぼすような地震といった稀れな現象については、被害に関する資料の蓄積が重要で、蓄積されたデータに基づいた検討・考慮が必要である。また、地震時の安定解析を行う際にも、何が最も重要な要因となるかがこれらの調査・解析の結果明確になると考えられる。さらに、ため池被害の調査・研究はため池に限らず、類以した土構造物である大規模なフィルダム・干拓堤防・河川堤防・鉄道盛土などの耐震性を考える上でも有用となる。

ここでは、記録が残っている5回の地震（男鹿、新潟、十勝沖、宮城県沖、日本海中部）におけるため池の被害状況、及び被害要因について考察したものである。日本海中部地震については、現地調査による被害状況の聞き取り、現位置での土質調査及び採取試料による物理試験を行った。他の4回の地震については、既往の文献及び資料の再調査を行い、これらを同一基盤に立つように再整理を行い、考察を加えたものである。

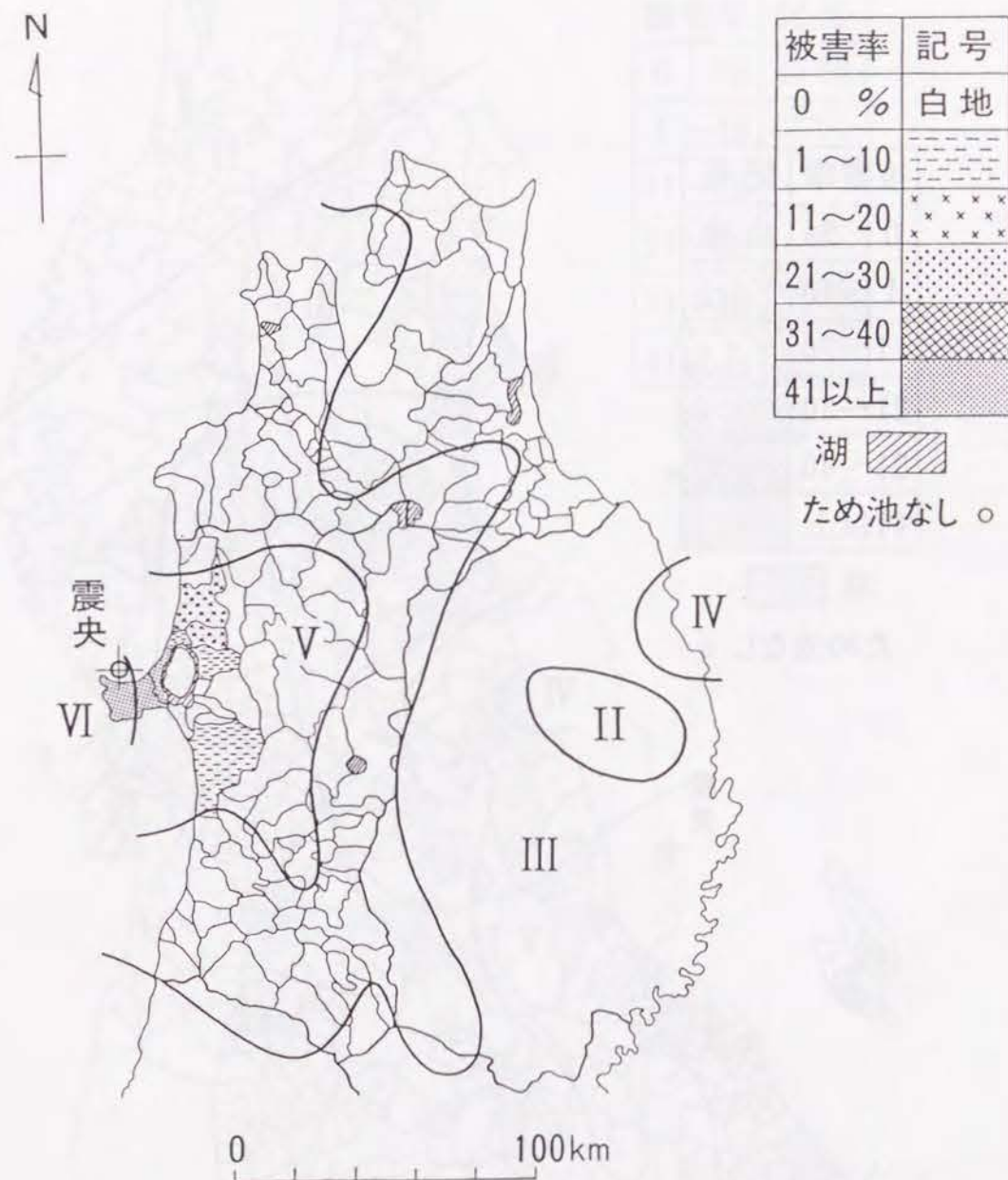


図-2.1 ため池被害の分布（男鹿地震，1939）



図-2.2 ため池被害の分布（新潟地震，1964）

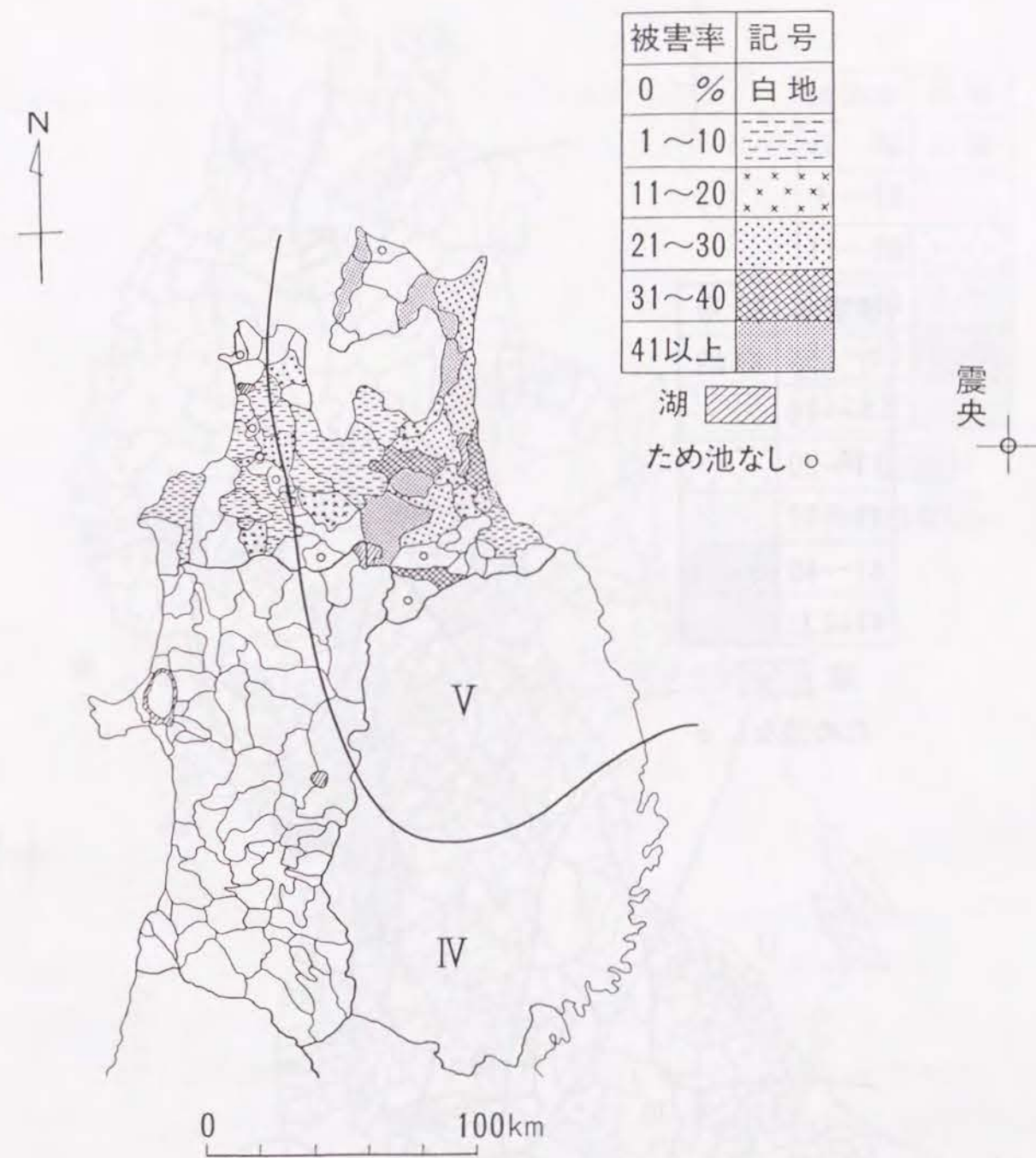


図-2.3 ため池被害の分布（十勝沖地震，1968）

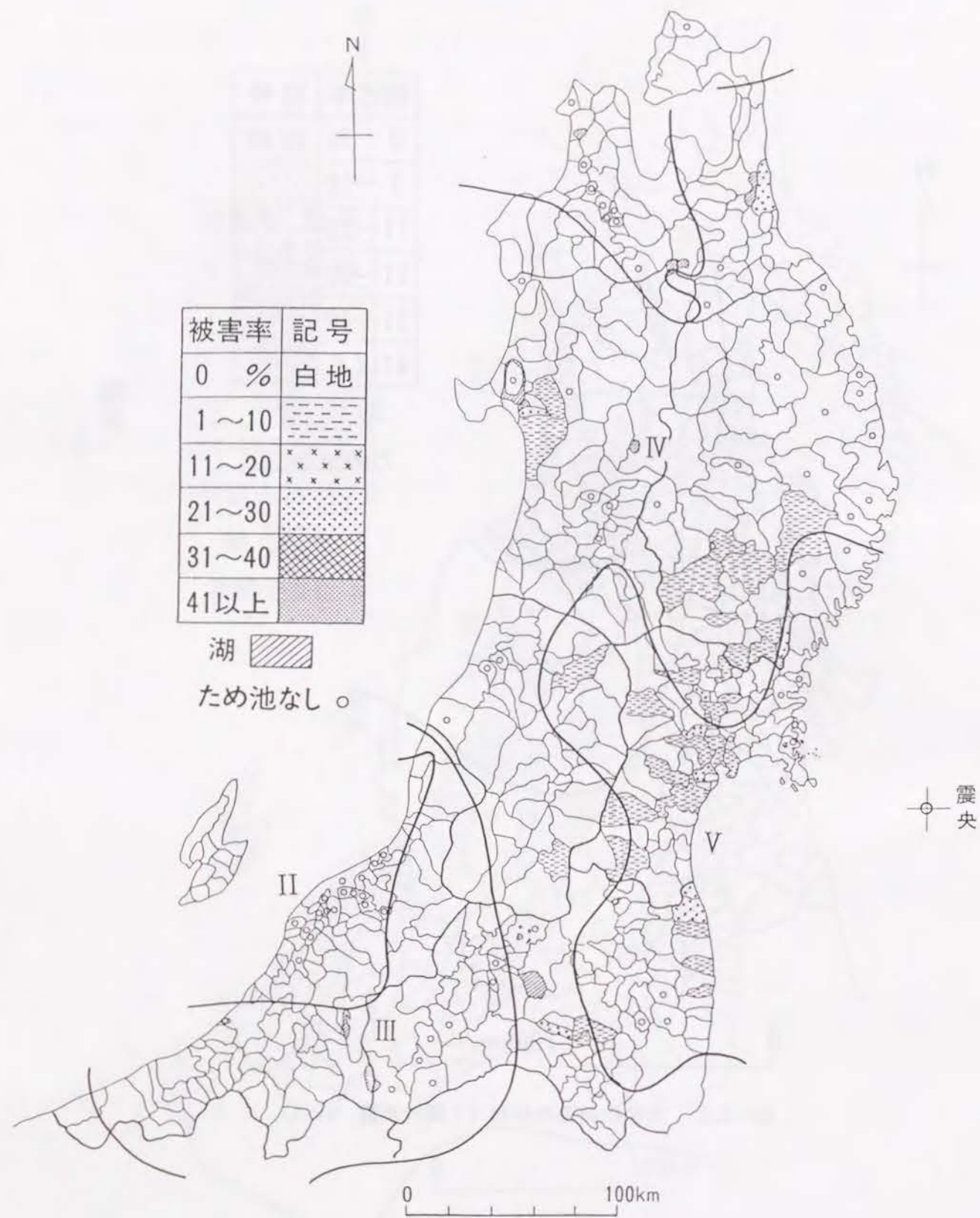


図-2.4 ため池被害の分布（宮城県沖地震，1978）

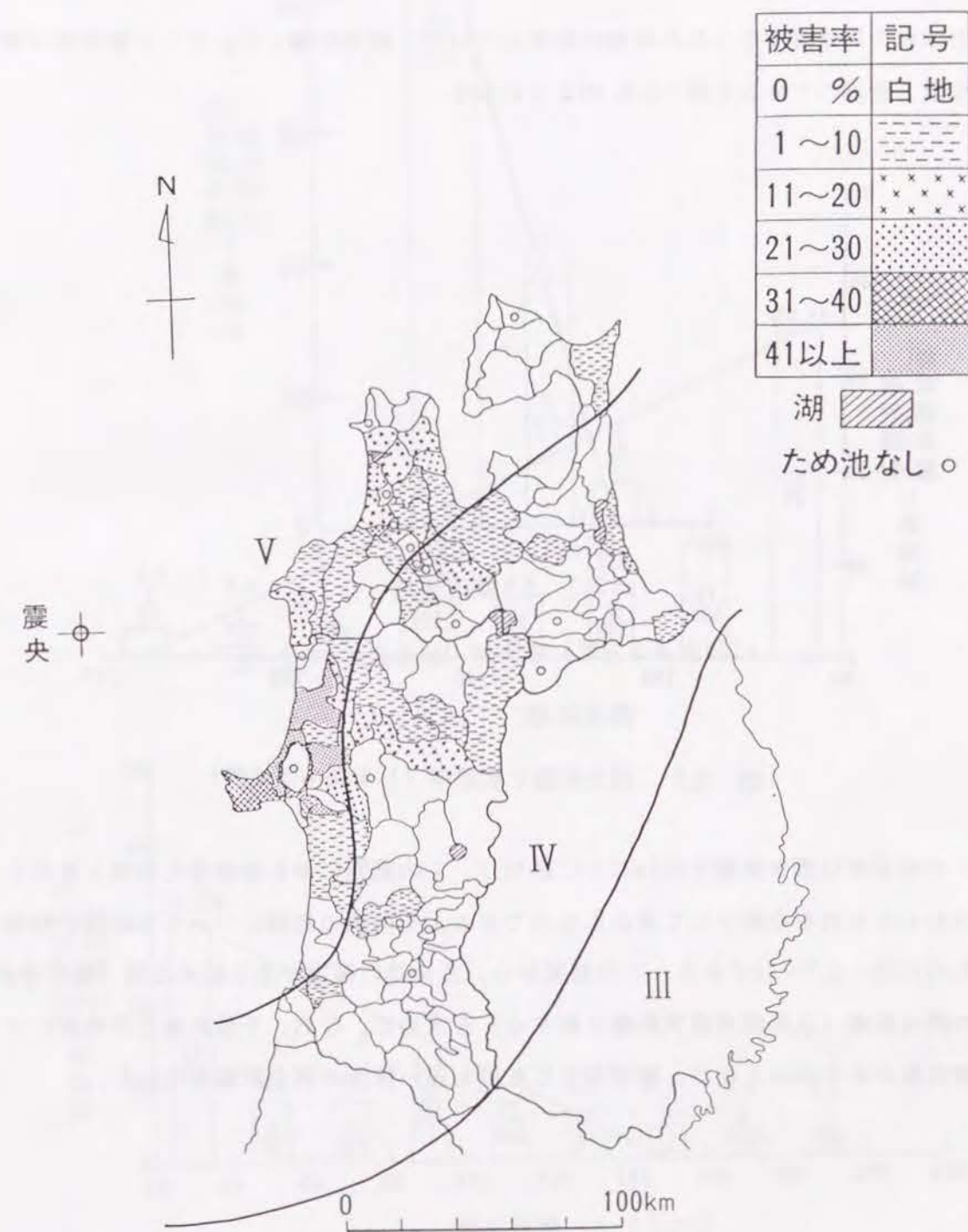


図-2.5 ため池被害の分布（日本海中部地震，1983）

2.1 被害の概況とその特長

2.1.1 被害の概況

日本海中部地震で生じたため池の被害について、震央距離ごとに生じた被害率（被害数／全数）を調べてみると図-2.6 のようになる。

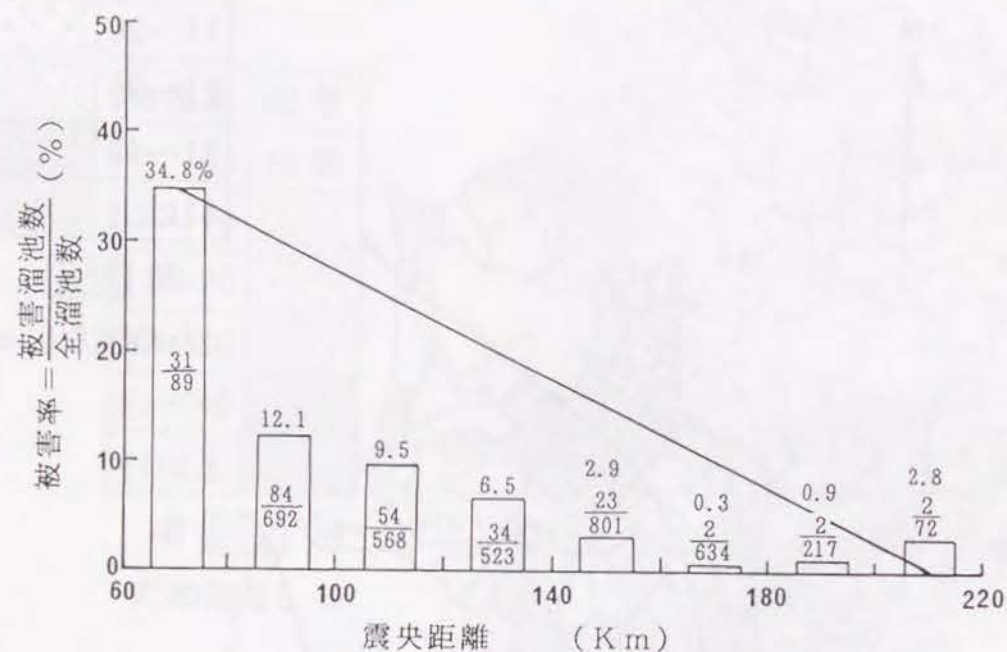


図-2.6 震央距離と被害率（日本海中部地震）

この被害率は震央距離を20Kmごとに区切り、この範囲にある無被害ため池と被害ため池を合わせたものを全数として求めたものである。その他の地震についても同様の整理をしたものが図-2.7~10である。この結果から、ため池に被害が生じ始める時（被害率約1%）の震央距離（以後限界震央距離と称する）を求めた。なお、千葉県東方沖地震については被害数が少なかったため、被害が生じた最も遠い箇所の震央距離を用いた。

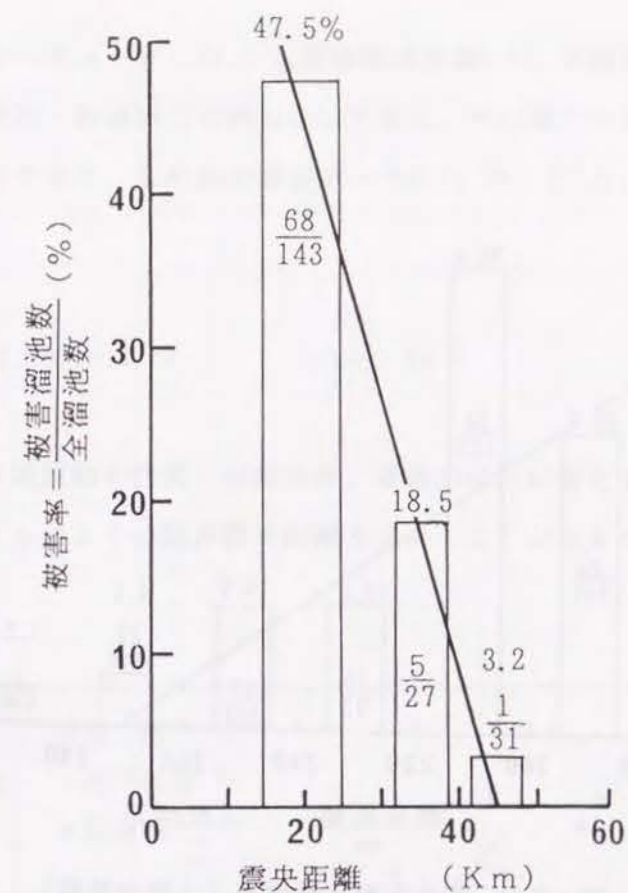


図-2.7 震央距離と被害率（男鹿半島地震）

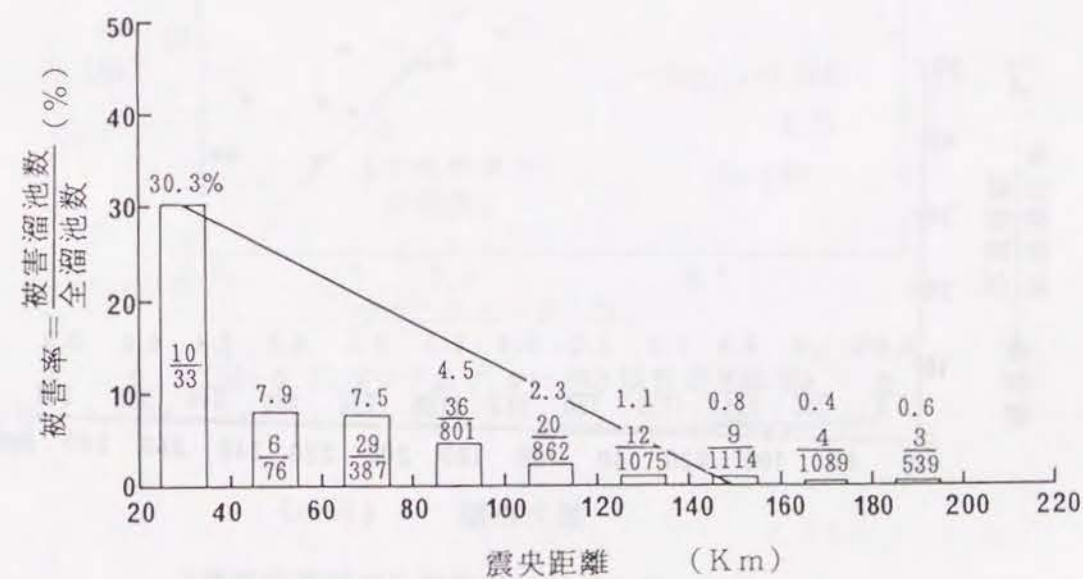


図-2.8 震央距離と被害率（新潟地震）

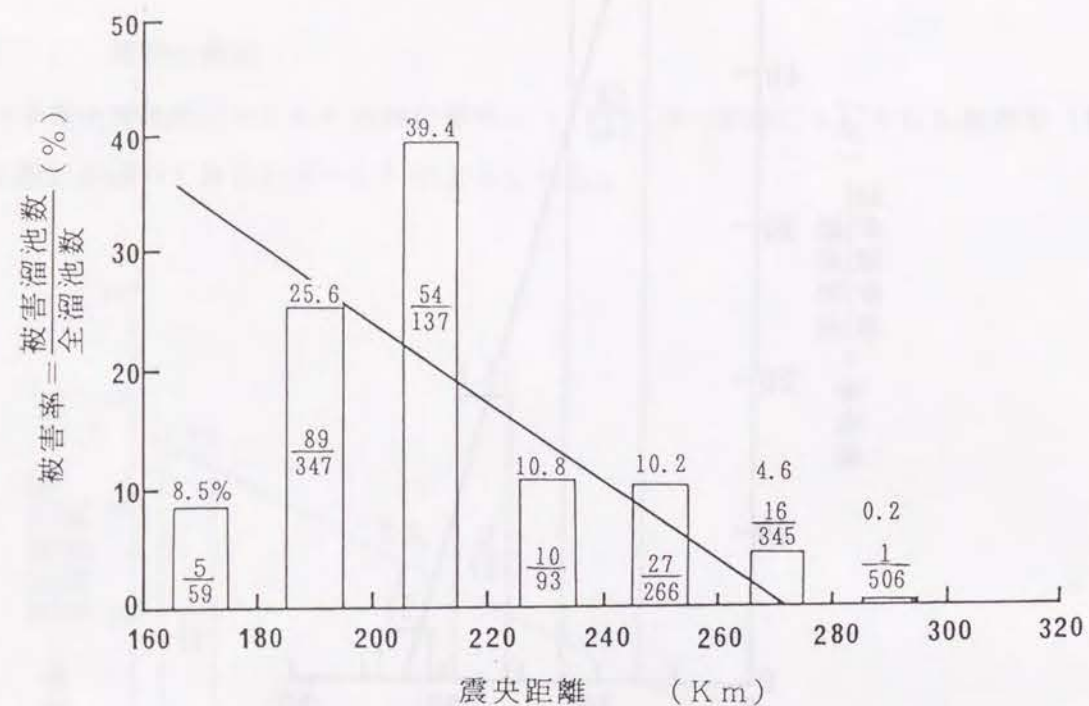


図-2.9 震央距離と被害率（十勝沖地震）

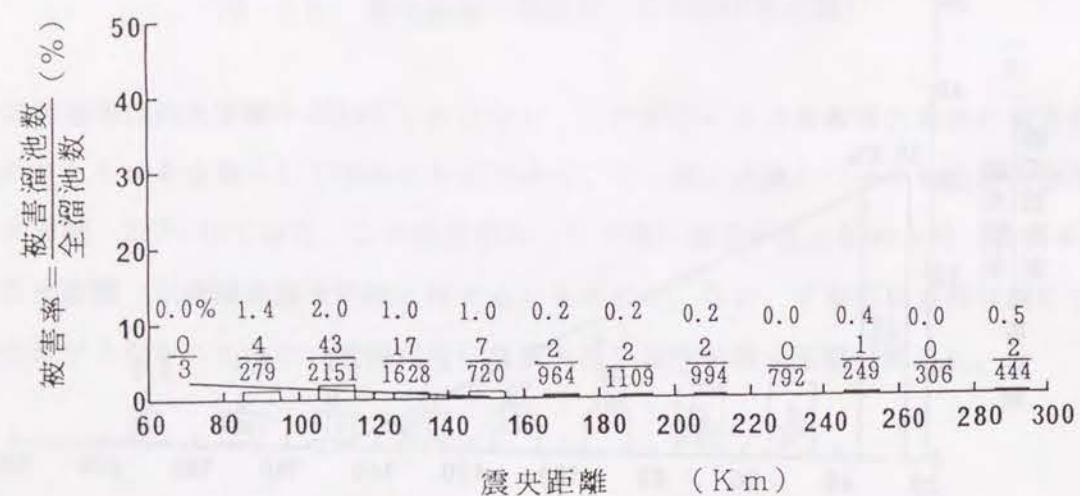


図-2.10 震央距離と被害率（宮城県沖地震）

図-2.11は、マグニチュード (M_J) と限界震央距離 Δ_d の関係である。図中には類以構造物である河川堤防・鉄道盛土の例も示してある。河川盛土の場合とため池の場合は同様な関係にあるようである。ため池の被害データから M_J と Δ_d の関係を求めると次の式が得られる。

$$\log \Delta_d = 0.858 \cdot M_J - 4.28 \quad (\Delta_d : \text{km}) \quad (2-1)$$

Δ_d 、 M_J の関係は地震動の性質、地盤条件、堤体の状況に変化するが、上式によってため池に被害の発生するおよその限界震央距離を求めることが出来る。

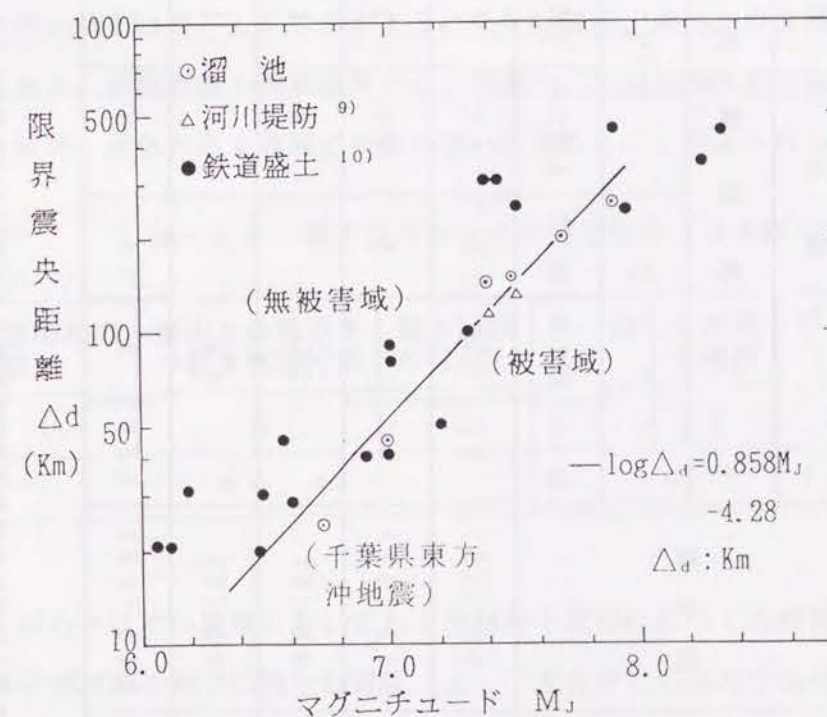


図-2.11 マグニチュードと限界震央距離

表-2.2 たため池地震被害の概況

地 震 名	被害総数	調 査 数	堤 体 の 被 害										付属構造物	
			機 能 障 害				決 壊		樋 管		洪 水 吐			
			ク ラ ッ ク		す べ り ・ は ら み								沈 下	
			縦のみ	横のみ	面 方	上流のみ	下流のみ	面 方						
男鹿地震 2)	7 4	5 8・ (6)	4 3	0	5	1 7	6	8	4 2	9	6			
新潟地震 3), 4)	1 4 6	1 2 3 (3 7)	8 7	3	8	3 4	1 6	1	3 0	3 8	7			
十勝沖地震 6)	2 0 2	9 3 (8)	2 4		2 5		1 0	4	8	2 4				
**宮城県沖地震 7)	8 3	8 3 (5)	4 9		1 7				7	6				
日本海中部地震8), 13)	2 3 8	2 1 8 (1 5)	1 3 8	3	1 6	3 2	2 1	1 0	7 9	5 0	2 8			

* () 内は堤高10m以上, **ここでは1つのため池で代表的な事例を1つだけあげて集計している。

表-2.2は過去5回の地震によって生じたため池の被害の概況をまとめたものである。被害は堤体の被害と付属構造物（樋管、洪水吐）の被害に分けることが出来る。さらに堤体の被害は機能障害（クラック、すべり、はらみ、沈下）と貯水が不可能になる決壊とに分類出来る。これらの被害は、すべりによって沈下が起こるというように同時複合的に起きる場合と、沈下やクラックのみが単独に起こる場合がある。表-2.2 では1つのため池で複数の被害が生じた場合にも、それらをすべてあげている。

クラックについて見ると、堤軸に平行な縦クラックがほとんどである。堤軸と直角な方向の横クラックは、堤体の漏水の可能性から防災上特に重要であるが比率は少ない。次にクラックの発生方向を新潟地震、日本海中部地震についてみると、縦クラックでは上流側斜面と堤頂部に発生したものの比率が高い。貯水による上・下流斜面の安定性の相違と考えられる。横クラックについては堤体を上下流に横切ってしまうものが大部分である。日本海中部地震の例では表-2.3 で示すように発生位置は、地山と堤体の境、取水施設付近が50%近くある。男鹿地震の調査結果でも、同様のことが指摘されている²⁾。地震時における地山と堤体、堤体と取水施設の挙動の違いによるものと考えられる。

表-2.3 横方向クラックの発生位置（日本海中部地震）

発生箇所	地山との境	地山との境でかつ取水施設付近	取水施設の付近	全 体	その他の場所	不 明	計
発生数	1	5	2	3	4	3	18
率 (%)	44.4			38.9		16.7	100

すべり・はらみはどの地震においても上流側が下流側に比べて倍程度の発生を示している。日本海中部地震の例では発生位置は、上・下流合せて堤体の中央付近で発生している例が38.1%，斜面全体がすべり・はらみを生じているものが31.8%となっている。斜面全体に発生している中には、明らかに半円形をした三次元的な斜面すべりが認められる例がある。

沈下の主たる原因について分類したものが表-2.4である。日本海中部地震の場合には、すべり・はらみなどが現れず、堤体の形状をほぼ保ちながら沈下のみが生じたものを基礎地盤、堤体の沈下というように同じ項目に分類した。これによると日本海中部地震以外では、すべり・はらみによるものが多い。

表-2.4 沈下の主たる原因（男鹿、新潟、日本海中部地震）

区 分	地 震 名	男 鹿	新 潟	日本海中部
(1) 基礎破壊による沈下		3	7	4 5
(2) 堤体自身の沈下		3	2	
(3) 上下流のすべり・はらみによる沈下		1 9	2 1	2 7
(4) その他（(1)～(3)の原因が合った場合）		1 7	0	7
計		4 2	3 0	7 9

表-2.5 は付属構造物の被害を分類したものである。日本海中部地震の調査では、こういった付属構造物の被害が堤体の直接の被災原因と考えられるのは1例だけであった。また、男鹿地震、日本海中部地震の場合とも、決壊したあとの残存した底樋で破損しているものは少ないことから、底樋の破損が決壊の直接原因となつたものは少ないと考えられる。しかし、男鹿地震の調査では地山に設置したものの方が安全性が高かったと指摘されている²⁾。底樋あるいは斜樋と底樋の結合部の破損は、斜樋からの取水において堤体土の吸い出しにより堤体の陥没を起こすことや、底樋回りが‘水みち’になりパイピングを起こす可能性につながる。このようなことから、決壊などの大きな被害の誘因となることも考えられるので、出来るだけ地山に設置することが望ましい。

表-2.5 付属構造物の被害（男鹿、新潟、日本海中部地震）

区 分 \ 地震名	男 鹿	新 潟	日本海中部
洪水吐	6	3	2 5
斜 樋	5	1 3	1 0
底 樋	1	1 0	8
斜樋と底樋の結合部	3	4	1 0
斜樋と底樋の両方	0	7	1 9
斜樋・底樋・洪水吐	0	4	3
そ の 他	0	0	6
計	1 5	4 1	8 1

2.1.2 被害形態の分類

ここでは日本海中部地震の被害形態を大きく分類するために、被害の主因となつたものを中心にして、河川堤防⁹⁾、鉄道盛土¹¹⁾における分類を参照して図-2.12に示すようにI～V型に分類した。

表-2.6 は、被害形態の分類である。I、III型が約30%ずつ、II、IV型、その他がこれに続き、V型は1.8%に過ぎない。I型は堤体の形状をほぼ保ちながら沈下もほとんど生じないで、クラックのみ生じたものである。この型の特徴は堤体土が粘性土のものが多く基礎地盤も良好と思われる。また、過去にグラウトした線に沿って生じた例も3例あったI型の例を写真2-1に示す。II型は堤体の形状をほぼ保ち、クラックなどを伴いながら、堤体の沈下を生じたものである。

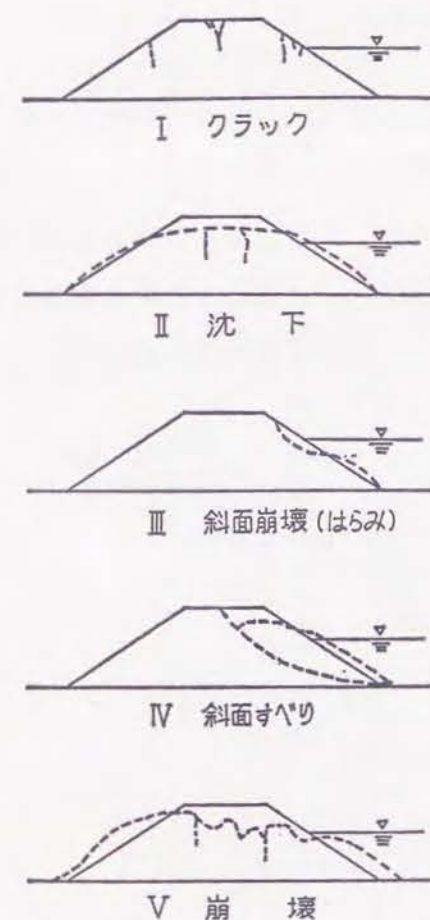


図-2.12 ため池の被害形態



写真-2.1 クラックの例（袴形ため池、青森県）

表-2.6 被害形態の分類と堤体土の種類（日本海中部地震）

被害形態		I	II	III	IV	V		
被害数		クラック	沈下	斜面崩壊 (はらみ)	斜面すべり	崩壊	その他	計
被害数		69	47	62	13	4	23	218
堤体材料	砂質土	4	11	8	2	3	5	33
	粘性土・砂礫質粘土	57	30	48	11	1	17	64
	その他	8	6	6	0	0	1	21
百分率		31.6	21.6	28.4	6.0	1.8	10.6	100

その他の内訳
 取水施設等（斜樋、底樋、洪水吐） 13
 地山崩壊 3
 張ブロック、コンクリート破損 7

図-2.13は、堤高と沈下量の関係を示したものである。図中の実線は堤高に対する沈下量の限界を示したもので、1.5mを超えるものはない。従って地震時に、水位余裕高が1.5m程度以上あればⅡ型の場合、貯水が堤体を越流することは少ないと思われる。実際には地震による波浪高もあるので、設計上はこれらの値も考慮した余裕高が必要である。この型は軟弱な基礎地盤に生じることが多く、基礎地盤の沈下が主たる原因と考えられる。

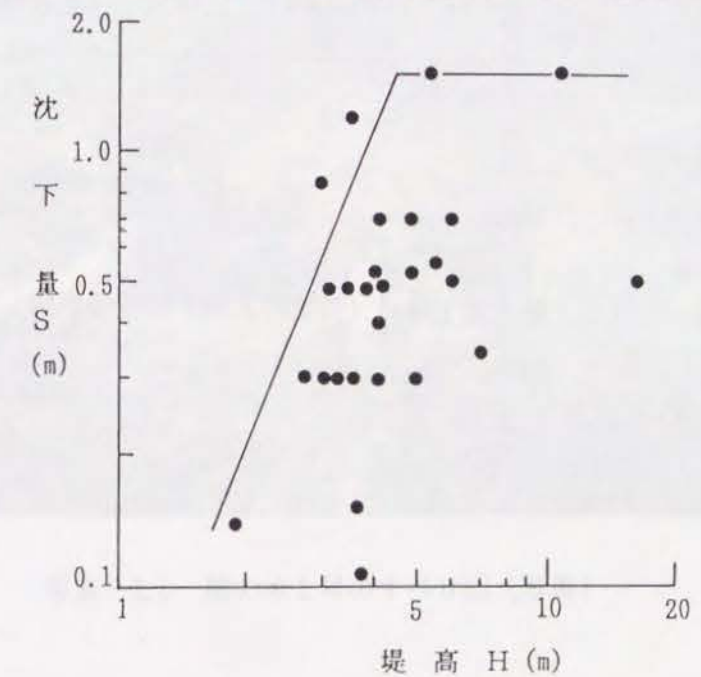


図-2.13 Ⅱ型の沈下量（日本海中部地震）

Ⅲ型とⅣ型は基本的には同じ被害形態であるがⅢ型はⅣ型の軽微なものと考えることが出来る。この被害形態では堤体の大部分が残存するため、大きな被害には至らない。Ⅳ型は明らかなすべり面が認められるもので被害数としては少ない。しかし、すべりによって堤体の大部分が沈下するため、決壊などの大きな被害に結びつきやすい。また上・下流両方向にすべりを生じることもある。

日本海中部地震では決壊した2個のため池「鵜の木(1号)」(若美町)、「一の沢」(能代市)の堤体部には明瞭なすべり面が認められている。但し、このすべり面は地盤内になると不明確になる。写真-2.2は鵜の木(1号)の破堤の様子を、写真-2.3及び図-2.14は「鵜の木(1号)」で確認されたすべり面を示したものである。このすべり面は破堤断面を掘削し、すべり面を測量によって正確に測定したものである。図-2.18にはボーリング柱状図を示す。下部になるとすべり線ははっきりしなくなるが、堤体直下のシルト質粘土層の浅い部分を通っていることが推定出来る。

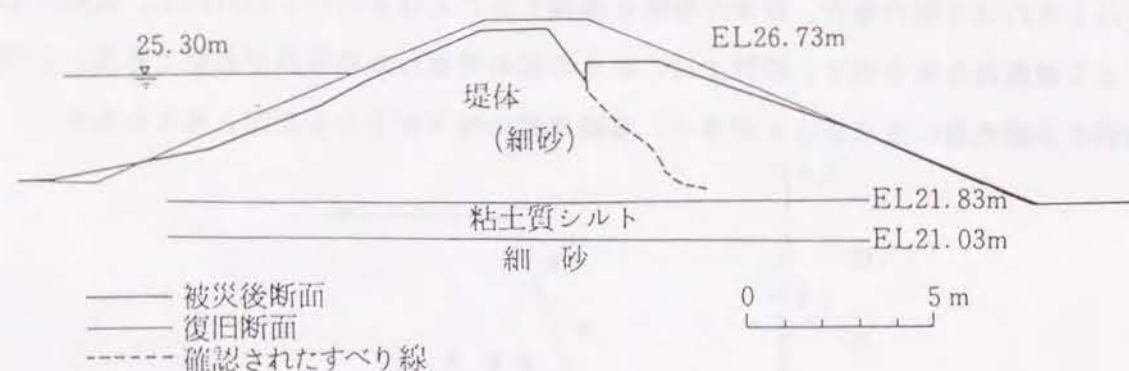


図-2.14 「鵜の木1号」(若美町)のすべりの形状



写真-2.2 鵜の木1号の破堤状況(写真)



写真-2.3 鵜の木1号のすべり面(写真)

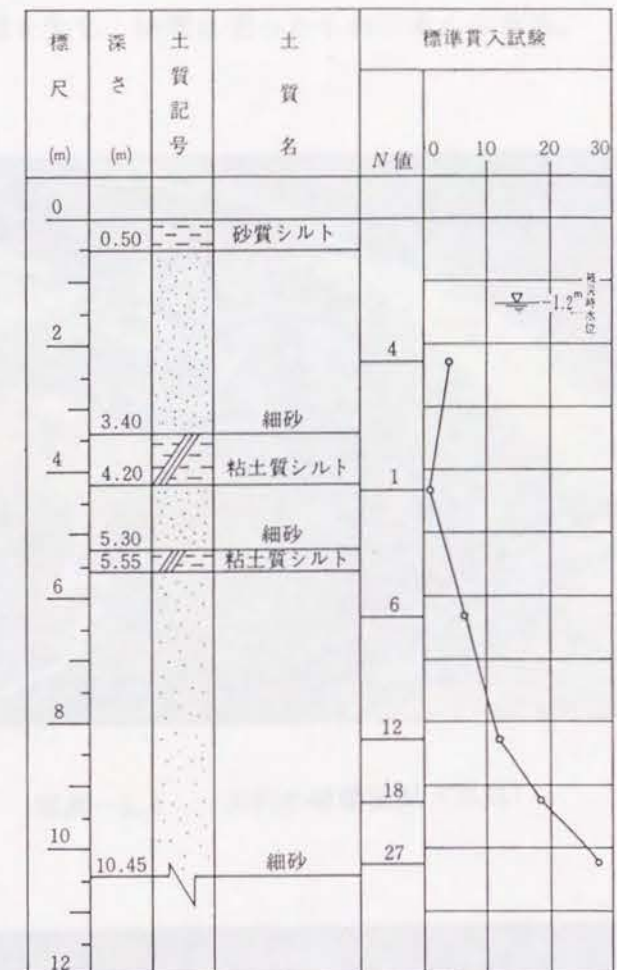


図-2.15 土質柱状図（鶴の木1号）

次に一の沢の破壊状況の写真を写真-2.4, 2.5 に示す。一の沢についても破壊断面を地震後に掘削してすべり面を測定した。この結果を図-2.15に示す。「鵜の木（1号）」、「一の沢」の例では、堤体もしくは基礎地盤、堤体の押え盛土及びサンドベットの液状化によってすべり破壊を生じ、決壊に至ったものと考えられる。

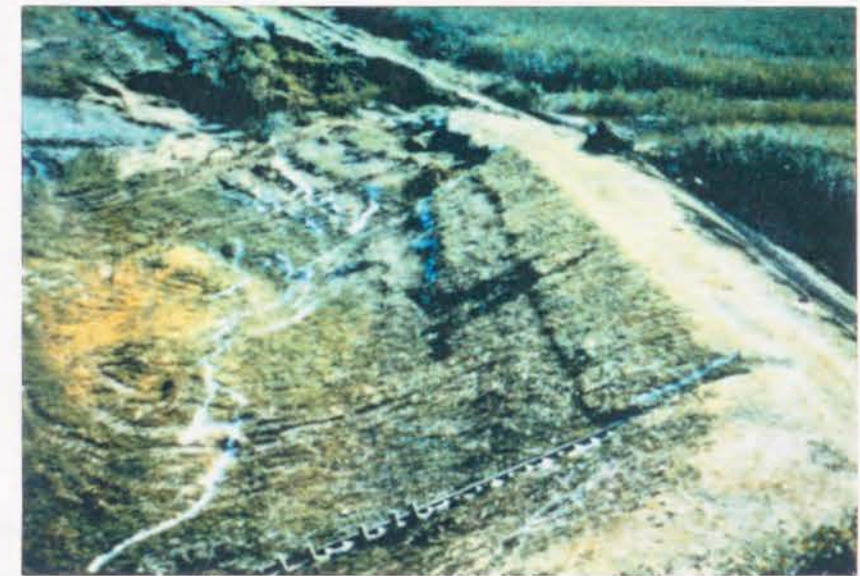


写真-2.4 一の沢の破堤状況（写真）



写真-2.5 一の沢のすべり面（写真）

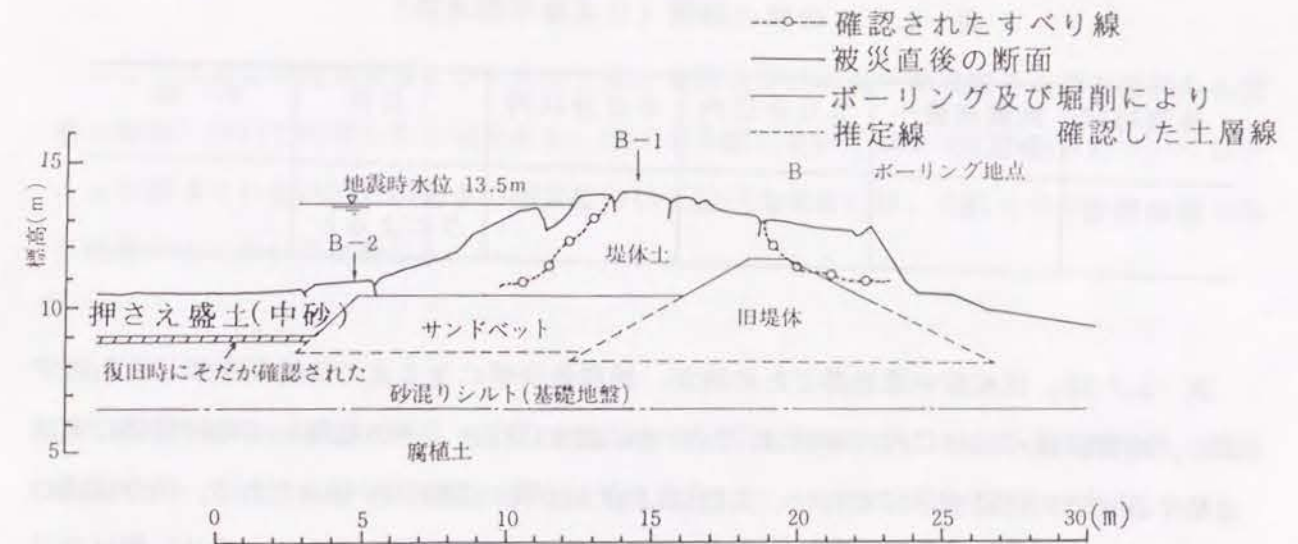


図-2.16 一の沢の土質断面図とすべりの形状

V型は堤体及び基礎地盤の崩壊が生じるもので、被害数は少ないが直ちに決壊に結びつくものである。堤体及び基礎地盤、あるいは一方の液状化によるものと推定される。液状化の程度がそれほどはげしくない場合には、有効応力の低下によるすべりを生じ、結果的に天端の沈下を生じ、貯留水の越流により決壊することがある。したがって砂質土の場合にはIV型とV型の区別がはっきりしない場合もある。この他にも取水施設・洪水吐・地山の崩壊・張りブロックなどの被害だけのものも10%程度発生している。

これらの被害形態の他に決壊がある。決壊は主にIV、V型の被害の結果生じることが多いと考えられる。決壊位置は堤体中央付近が多い。いくつかのため池でのボーリング調査によると、この部分が旧みお筋に当たり、多くの場合軟弱な層が最も厚く滞積していて、他の箇所 비해圧密などにより大きな沈下を生じている場合がある。また、この位置には底樋のあることが多く、この老朽化により堤体土との間に漏水を生じ、弱部となっていることも考えられる。このような複合作用により、堤体中央付近で決壊が多いと、考えられる。

次に男鹿地震²⁾、新潟地震³⁾の調査報告では「決壊の大部分は地震後数時間または1日以上たって発生する」としている。これは「間隙水圧の再配分、あるいはパイピング¹²⁾による、'遅れ破壊 (delayed failure)' 」と考えられている。

表-2.7 決壊の時間（日本海中部地震）

決壊時間	地震直後～ 分以内	30分以内	60分以内	1日後	不 明
ため池数	3	2	2	1(パイピング による)	2

表-2.7 は、日本海中部地震でため池が、地震後決壊に至るまでの時間を示したものである。地震直後～30分以内の事例は、ため池に調査に行き、その結果を市町村役場に電話連絡するまでの時間を示しており、実際にはもっと早く決壊したものである。60分以内の内1例は、30分以内に堤体の越流が始まっていることが確認されており、残り1例は発見が60分以内ということであるので、もっと早く決壊したことも考えられる。不明については、人里離れた所にため池があったため、決壊の確認が翌日になったもので、決壊時期についてはまったく不明である。このように日本海中部地震の調査結果では男鹿地震、新潟地震の結論に当てはまるものは青森県の1例しかなく大部分が地震直後～短時間の内に決壊している。日本海中部地震で無作為に27箇所について被害後の応急復旧の有無を調査した。その結果1日以内6例、2日以内2例が、クラックにシートで被覆や土のう積み、あるいは貯水位を下げるなどの応急処置が講じられており、これらは27箇所全体の約30%に及ぶ。全被害ため池についても多くの被害ため池が応急処置を行っていることをうかがわせる。また、応急復旧は特に被害が大きいものについて行なわれた例が多い。

秋田県の2つのため池では地震後底樋回りから漏水現象が生じ、堤体が危険との判断で貯水位を1～2日間で下げた例がある。青森県でも地震後に堤体からの漏水がかなり大きかったため、当日土のう積みを行ってそれ以上の被害を防いだ。また、‘遅れ破壊（delayed failure）’の1例は青森県のものであるが、地震の1日後にパイピングにより決壊したものである。これについては応急処置はとられていなかった。これらの例は土のう積み、貯水位の低下といった応急的な復旧がパイピングによる‘遅れ決壊’に対して有効な防止策となった例である。被害を受けたすべてのため池に対してこのような調査を行っているわけではないが、およそ上記のことから‘遅れ決壊（delayed failure）¹²⁾’は現象的にあり得るとしても、被災後の適切な応急処置が2次的な被害を防止する可能性に対する高瀬の指摘³⁾を裏付けている。

2.2 被害の要因

ここでは過去の地震被害についての文献、資料及び日本海中部地震での調査結果から被害の要因について考察したものである。過去の文献においてはすべての項目についてはデータが揃っていないので、各々の項目について述べる場合には、それらのデータの得られる地震のみについて比較した。

2.2.1 地形・地質

ため池の被害と周辺の地形・地質にどのような関係があるかについて、男鹿地震・新潟地震のデータと日本海中部地震の調査結果を整理してみたものが表-2.8 である。

表-2.8 地形とため池被害率（男鹿、新潟、日本海中部地震）

地震名 地形区分	男 鹿				新 潟			
	被害数	*率 (%)	決壊数	*率 (%)	全 数	被害数	*率 (%)	**被害率 (%)
山 地	11	19.0	0	0.0	543	73	59.3	13.4
山地と平地の境	43	74.1	12	100.0	197	34	27.6	17.3
平 地	4	6.9	0	0.0	189	16	13.1	8.5
計	58	100.0	12	100.0	929	123	100.0	13.2

地震名 地形区分	日 本 海 中 部						
	全 数	被害数	*率 (%)	**被害率 (%)	決壊数	*率 (%)	**決壊率 (%)
山 地	372	35	16.1	9.4	1	10.0	0.27
山地と平地の境	891	124	56.9	13.9	8	80.0	0.90
平 地	571	59	27.0	10.4	1	10.0	0.18
計	1834	218	100.0	11.9	10	100.0	0.55

* 被害総数に対する各区分の被害数の割合

** 各区分ごとの全数に対する被害数の割合、以後 Table 中に出てくる率、被害率とも同じ意味である。

なお、日本海中部地震で全数とかいてあるのは被害ため池、無被害ため池を合せたもので、その基本データは文献13)によるものである。以後全数とあるのはすべて同じである。地形学的には多少厳密さを欠くが、ここでは地形を地勢という意味で文献2), 3)に従って山地、山地と平地の境、及び平地に分類した。山地と平地の境が被害率が一番大きく、山地・平地の被害率の関係は地震によって異なる。決壊の事例ではこの傾向がより明確になる。大局的にみて山地では第三紀層、山地と平地の境界が第三紀層と洪積層の接合点、平地では洪積層及び沖積層から成っている。平地は地盤条件は他に比べて悪いが、地形の関係から堤防の高いものは極めて少なく、‘皿池’が多い。このようなことから山地と平地の境界のため池被害率が高い傾向になったものと考えられる。

堤体基礎地盤の土質について調べたものが表-2.9である。

表-2.9 基礎地盤の土質とため池被害(宮城県沖、日本海中部地震)

地震名 土質名	宮城県沖	日本海中部地震				
	被害数	全数	被害数	決壊数	被害率(%)	決壊率(%)
岩	13	412	22	2	5.3	0.49
砂質土	12	229	65	5	28.4	2.2
粘性土・砂礫質粘土	58	1112	128	3	11.5	0.27
不明	0	81	3	0	0	0
計	83	1834	218	10	11.9	0.55

土質名の分類で、粘性土と砂礫質粘土は性質的にほぼ同様なものと見て、1つの区分に入れてある。被害率・決壊率とも、砂質土が大きく、粘性土・砂礫質粘土、岩の順に小さくなっている。砂質土地盤が地震に弱いことがわかる。

基礎地盤について、更に巨視的に見るために基礎地盤の地質区分と被害との関係を見たものが表-2.10である。第三紀層に比べ第四紀層に属するものの被害率が新潟地震、日本海中部地震とも高く、更に日本海中部地震では洪積層が沖積層に比べ若干高い。日本海中部地震についてのこの特徴は、男鹿地震のものと同様である²⁾。沖積層が洪積層に比べ、砂質土が多いにもかかわらず被害率が低いのは、前にも述べたように沖積層地帯では、堤防の低い、‘皿池’が多いためであると考えられる。

表-2.10 基礎地盤の地質とため池被害率(新潟、日本海中部地震)

地震名 地質区分		新 潟 地 震			日 本 海 中 部 地 震			
		全 数	被害数	被害率 (%)	全 数	被害数	被害率 (%)	
第4紀層	沖積層	1 8 7	3 1	1 6 . 6	4 0 6	5 3	1 3 . 1	1 4 . 3
	洪積層				8 3 1	1 2 4	1 4 . 9	
第 3 紀 層		7 6 6	9 1	1 1 . 9	5 9 7	4 1	6 . 9	
計		9 5 3	1 2 2	1 2 . 8	1 8 3 4	2 1 8	1 1 . 9	

2.2.2 堤体諸元

ここでは、過去の被害調査であげられている項目別に、堤体の諸元と被害の関係について大略まとめたものであり統計的な処理は行っていない。

(1) 堤高

堤高の違いによって被害率がどのようなかを十勝沖、宮城県沖、日本海中部地震の例で示したものが表-2.11である。全体的にみて堤高20m(30m)以下は、おおむね堤高が大きくなるにつれて被害率も大きくなっていて、堤高が30mを超えると対象個数は少ないが、被害は発生していない。表には示していないが、男鹿、新潟地震の場合についても、同様なことがいえる。また、防災的な面から特に重要である決壊は5~10mのものが圧倒的に多く、10m以上で決壊した例は十勝沖地震の時の早掛ダム(堤高12.0m)のみである。地震動の堤体自身における地震増幅度は、一般的に堤高が高くなるほど大きくなる。従って、被害にもそのような傾向が反映されたものと考えられる。

表-2.11 堤高とため池被害率（十勝沖、宮城県沖、日本海中部地震）

地震名 堤高	十勝沖地震				宮城県沖地震			
	全数	被害数	率(%)	被害率(%)	*全数	被害数	率(%)	被害率(%)
0~4.9	932	138	68.3	14.8	3990	27	32.5	0.6
5.0~9.9	241	55	27.2	22.8	2645	45	54.3	1.7
10.0~14.9	25	5	2.5	20.0	255	6	7.2	2.4
15.0~19.9	9	2	1.0	44.4	88	5	6.0	5.7
20.0~29.9		2	1.0					
30以上	1	0	0	0	29	0	0	0
計	1208	202	100.0	16.7	7007	83	100.0	1.2

地震名 堤高	日本海中部地震			
	全数	被害数	率(%)	被害率(%)
0~4.9	1235	123	56.4	10.0
5.0~9.9	481	81	36.5	16.8
10.0~14.9	79	9	4.0	11.4
15.0~19.9	28	5	2.3	17.9
20.0~29.9	9	0	0	0
30以上	2	0	0	0
計	1834	218	100.0	12.1

*農林水産省地域計画課（1981），
ため池台帳（15m以上のものにつ
いては、1969年以降のものは除く）

（2）堤頂長

堤頂長と被害の関係は特に見られなかった。日本海中部地震の例で形状係数（堤頂長／堤高）と被害の関係を調べてみると、表-2.12のように形状係数が5を超えるとほぼ同じになるのに対し、5以下では被害率は小さくなり、特に2.5以下では被害は発生していない。このことは堤頂長が堤高の整数倍程度以下であれば、アバットメントの拘束効果が認められとの従来の研究成果¹⁴⁾と対応づけて考えられる。ちなみに十勝沖地震の例では全数のデータがないが、やはり形状係数が2.5以下では被害は発生していない。

表-2.12 形状係数（堤頂長／堤高）とため池被害率（十勝沖、日本海中部地震）

地震名 堤頂長／堤高	十勝沖地震		日本海中部地震			
	被害数	率(%)	全数	被害数	率(%)	被害率(%)
0~2.49	0	0.0	8	0	0.0	0.0
2.5~4.99	7	3.4	72	2	0.9	2.8
5~7.4	16	7.9	193	26	11.9	13.5
7.5~9.9	22	10.9	182	19	8.7	10.4
10~19.9	81	40.1	639	77	35.4	12.1
20~29.9	27	13.4	316	35	16.0	11.1
30以上	49	24.3	403	59	27.1	14.6
計	202	100.0	1813	218	100.0	11.9

（3）堤頂幅

堤頂幅に対し被害の関係を新潟地震、日本海中部地震の例について整理してみた。日本海中部地震では堤頂幅6.0m以下では堤頂幅が大になるにつれて被害率が高くなっている。堤頂幅が広くなると被害が多くなるということは、一見矛盾したように思えるが、堤高が大になるにつれて堤頂幅が大きくなることから、堤高の大きいものほど被害率が高くなることを反映しているものと考えることが出来る。新潟地震の場合も母集団の分布が日本海中部地震のものと同様であるとすれば、各堤高区分での被害数の率から、同じことがいえる。従って、堤高が同じ場合には、堤頂幅の大小は被害にはあまり関係がない。男鹿地震の調査でも同様な結論を得ている²⁾。

（4）斜面傾度

男鹿・新潟・十勝沖・日本海中部地震について上・下流の斜面傾度と被害の関係を整理してみると、上・下流ともおおむね、緩くなるほど被害率が高くなっている。そこで、日本海中部地震について、堤高別に、斜面傾度と被害の関係を上・下流で調べてみた。どの堤高区分においても斜面傾度が緩くなると被害率が大きくなる傾向にあった。この特性は堤体断面形状以外の条件により強く支配されているものと考えられる。例えば、基礎地盤が悪い所では経験的に、斜面傾度を緩くすることが行われてきたが、地震被害は基

礎地盤の良否に大きく依存しているために、このような特性になったとも考えられる。ここで対象となっているような小規模な堤体における地震被害の特徴ともいえる。

堤体諸元と被害の関係について述べてきたが、ここではその他の要因と被害の関係について考察する。表-2.13は日本海中部地震時の築造後10年位までのものの被害率が高いことがわかる。さらに細かく分けて見ると、データ数が少ないにしても過去3年以内に、築造されたものの被害率がとくに高いことが指摘できる。これは、築造後の自然圧密による安定性の向上が考えられる。また、堤体の植生根が表層土を緊縛する効果¹⁶⁾も関係していると考えられる。男鹿・新潟・十勝沖・宮城県沖地震でも同様に、築造後10年位までの堤体に被害が大きい傾向があるといえる。また、鉄道盛土の十勝沖地震の、被害事例の調査¹⁷⁾では、新設盛土（建設後3年以内）の被害率が在来盛土の約6倍程度あったことが指摘されており、ため池以外の土構造物でも、新しいものは地震に対しては弱い傾向が認められる。男鹿・新潟・宮城県沖・日本海中部地震で震源方向と被害の関係を調べてみたが、明確な傾向はない。

地震時の水位については、新潟地震の調査結果³⁾では、おおむね、貯水率＝（堤高一貯水位）／堤高、が高くなるほど被害率は高くなるとしている。男鹿地震の調査例²⁾では地震時水位と被害の関係については明確な傾向は見られなかった。日本海中部地震では表-2.14のようになり、貯水率と被害の関係ははっきりしない。しかし、決壊事例10カ所についてだけ見ると、表-2.15のようにその70%の貯水率が0.75以上であり、貯水率の高いものが大きな被害に結びつきやすいことがわかる。

日本海中部地震では、過去にグラウトによる改修を行ったものにつき、グラウトした近傍でクラックが発生している。グラウトが堤体と十分なじまず、これらの剛性の相違が大きいために、この部分にクラックが発生したと思われる。グラウトを行う際は、堤体に十分なじむようなグラウト材料を選ぶ必要があることを示している。この他にも被害と関係のあると考えられる要因もいくつかあるが、十分なデータもないのでここでは触れない。

表-2.13 築造年代とため池被害（日本海中部地震）

築 造 年 代	全 数	被 害		
		被 害 数	率 (%)	被害率 (%)
1973～1983 (1981～1983) (1973～1980)	1 1 (4) (7)	4 (2) (2)	1. 8	3 6. 4 (5 0. 0) (2 8. 6)
1963～1972	2	3	1. 4	1 3. 6
1943～1962	1 1 2	2 3	1 0. 6	2 0. 5
1923～1942	1 2 7	2 0	9. 2	1 5. 7
1923年以前	3 4 2	3 6	1 6. 5	1 0. 5
不 明	1 2 2 0	1 3 2	6 0. 5	1 0. 8
合 計	1 8 3 4	2 1 8	1 0 0. 0	1 1. 9

表-2.14 地震時の貯水率とため池被害（日本海中部地震）

貯水率*	全 数	被 害 数	率 (%)	被害率 (%)
0～0. 1 9	4 1	1	0. 5	2. 4
0. 2～0. 3 9	8 9	3 0	1 6. 1	1 5. 9
0. 4～0. 5 9	3 6 3	6 8	3 6. 4	1 8. 7
0. 6～0. 7 9	7 3 0	6 9	3 6. 9	9. 5
0. 8～1. 0	2 9 6	1 9	1 0. 2	6. 4
合 計	1 5 1 9	1 8 7	1 0 0. 0	1 2. 3

*貯水率＝堤高－貯水位／堤高、貯水位：堤頂部より水位までの距離

表-2.15 地震時の貯水率とため池被害（決壊事例、日本海中部地震）

NO.	堤 高	貯 水 位*	貯水率
1	6.0	1.3	0.78
2	5.5	1.0	0.82
3	3.0	1.0	0.67
4	5.0	2.0	0.60
5	2.5	1.2	0.52
6	3.5	0.5	0.86
7	6.0	1.0	0.83
8	4.0	1.0	0.75
9	5.0	0.7	0.86
10	2.0	0.5	0.75

2.2.3 堤体土の特徴

表-2.16は、日本海中部地震での被害ため池218カ所、および無被害ため池1,834カ所のアンケート調査から得られた、堤体土別の被害数および被害率を示したものである。被害数では粘性土・砂礫質粘土が約80%と砂質土に比べて多い。ところが、無被害ため池を含めた全ため池に対して被害率を求めると、砂質土が約20%と、粘性土・砂礫質粘土に比べ倍近い値を示している。すなわち、砂質土の方が被害を受けやすいことを示している。この傾向は被害の大きかったため池についての被害率（⑤）で見るとより明確になる。

被害を受けたため池の内、秋田県若美町、能代市、青森県では車力村、深浦町を中心に15市町村、39カ所および無被害ため池18箇所の堤体土の採取を行い物理試験を行った。無被害のものについては出来るだけ被害を受けたため池と同じ地域・地形・堤高のものを選んだ。表-2.17にその結果を示す。被害ため池の堤体土は砂質土のものが多いことがわかる。

表-2.16 堤体土の種類とため池被害（日本海中部地震）

土 質 名	①全 数	②被害数	③* 被害の大き かったため池数	④被害率(全数) (②/①) (%)	⑤被害率(大被害) (③/①) (%)
砂 質 土	215	43	10	20.0	4.7
粘 性 土	1258	130	5	10.3	0.4
砂 礫 質 粘 土	287	40	1	13.9	1.4
その他(不明も含む)	74	5	0	6.8	0
計	1834	218	16	11.9	0.9

*決壊または天端沈下が1.0m以上のもの

図-2.17は、三角座標分類で無被害、軽微な被害、大きな被害のあったため池の粒度のデータを各々、○、○、●で示したものである。無被害のデータが少ないにしても、三角座標分類の左下に被害ため池が多い。このことを土質統一分類の粗粒土、細粒土に大別したものが表-2.18である。

表-2.17 堤体土の種類（土質統一分類）とため池被害（日本海中部地震）

土 質 名*	統一土質分類名*	無被害ため池数	被害ため池数
粗粒土 (全体の 50%以上 が74 μ m のふるい に残留す るもの)	礫 GW GP GM GC	2 2 } 4	2 1 } 3
	砂 SW SP SM SC SP-SM SW-SM	3 1 1 1 } 6	1 8 1 2 } 22
細粒土 (全体の 50%以上 が74 μ m のふるい を通過す るもの)	シルトおよび粘土 (W_L が50%以下)		
	シルトおよび粘土 (W_L が50%以上)	3 5 } 8	1 2 1 } 14
計		18	39

*アメリカ開拓局の統一土質分類による名称

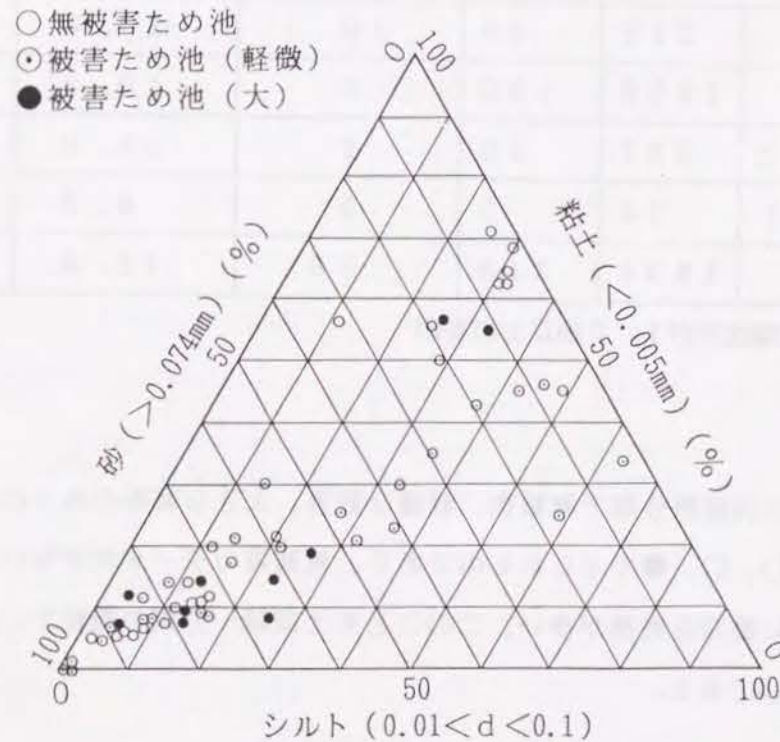


図-2.17 堤体土の粒度（日本海中部地震）

表-2.18 堤体土の種類とため池被害（日本海中部地震）

土 質 区 分	無 被 害	被 害
粗粒土（74 μ 以上が50%以上）	10	25 (8*)
細粒土（74 μ 以上が50%以下）	8	12 (2*)

* () は被害程度の大きかったもの

被害ため池は粗粒土の多い傾向がわかる。特に被害の大きかったため池は大部分が粗粒土に入る。男鹿地震の調査でも、同様に粗粒土に被害ため池が多く、特に決壊したため池はその傾向が強いことが指摘出来る。以上のことから、被害ため池は堤体が粗粒土のものが多く、特に被害の大きいものはその傾向が強いことがわかる。このことは液状化が被害の主な原因であることをうかがわせる。

次に土の粒度特性を表す指標である、平均粒径 (D_{50})、均等係数 (U_e)、塑性指数 (I_p)、の被害に与える影響を考えて見る。図-2.18は無被害・被害ため池堤体土の D_{50} をプロットしたものである。道路橋仕方書¹⁵⁾ (1979)で示している、液状化を考慮すべき D_{50} の範囲 ($0.02 \leq D_{50} \leq 2\text{mm}$) を図中に示してあるが、これを見ると無被害ため池は18箇所内、この範囲に7箇所(38.9%)しかないのに対し、被害ため池は39箇所内27箇所(69.2%)がこの範囲に入り、特に被害の大きかったものはその傾向が強い。

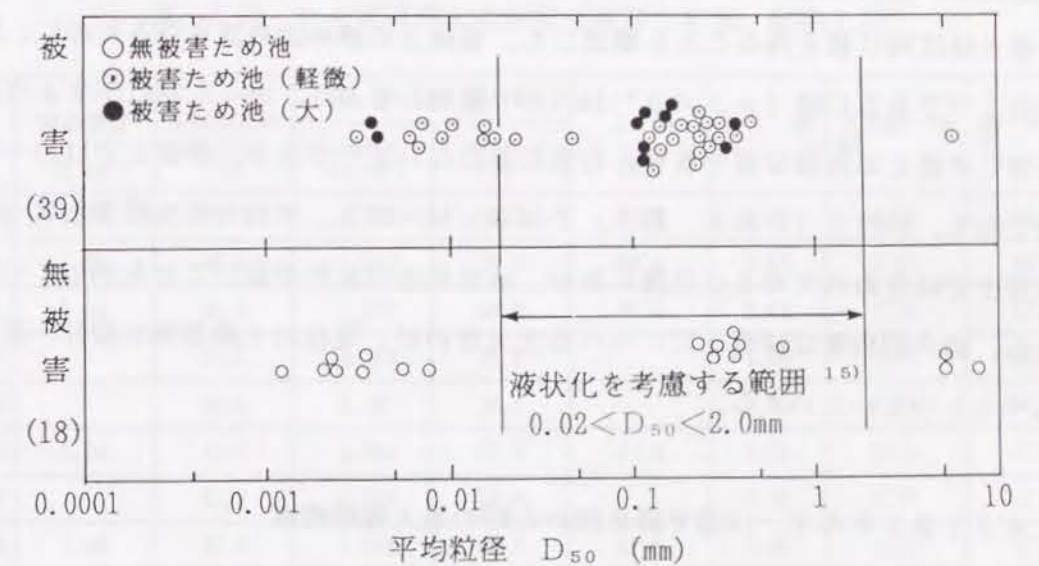


図-2.18 堤体土の平均粒径 D_{50} （日本海中部地震）

堤体土の塑性指数 I_p を図-2.19に示す。被害ため池では砂質土が多かったので、N・Pと判定されるものが多い。被害では41%、無被害では17%がN・Pとなり、塑性の無い土で築造された堤体に被害が多いことがわかる。

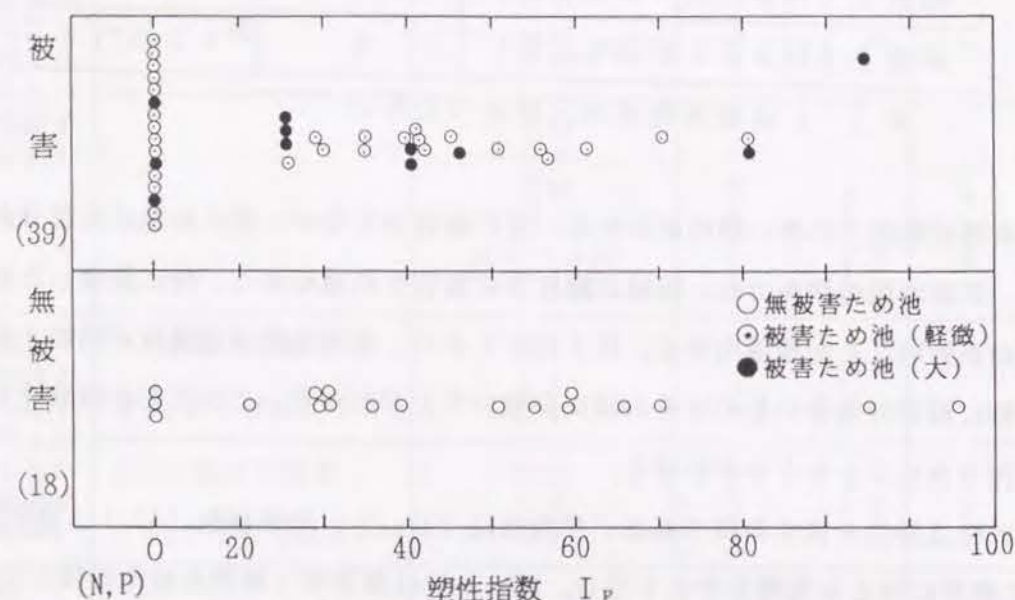


図-2.19 堤体土の塑性指数 I_p

次に日本海中部地震で被害を受けたため池26カ所、無被害ため池8カ所の堤体材の締め固め試験の結果を表-2.19に示す。現場密度は直径7.4cm、高さ10.0cmのサンプラーを用いて測定した。室内土層実験を行って、サンプラーの測定積度を確認したところ、砂置換による値とほぼ同じ値を得ることを確認した。堤体土の締め固め度を見るために、締め固め基準の1つであるD値 (ρ_d / ρ^*_{dmax}) で整理してみた。表-2.20に示すように被害、無被害ため池とも同様な値であり、有意な差はないようである。砂質土ではD=71~89% 平均で83%、粘性土（シルト、粘土）ではD=86~97%、平均で90%程度となっている。

砂質土ではきわめてゆるい状態にあり、液状化の可能性が高いことを示している。粘性土でも、締め固め度は砂質土にくらべると大きい、現在の土構造物の設計・施工のものと比べると小さいといえる。

* J I S エネルギー100%で締め固めた時の最大乾燥密度

表-2.19 ため池堤体土の性質（被害ため池、砂質土）

ため池名	現場密度 (g/cm^3)	資料採取時 の含水比 (%)	締め固め試験		D 値 (%)	比 重	日本統一分類	統一土質分類
			γ_{dmax} (g/cm^3)	ω_{opt} (%)				
竹 の 林	1.47	17.2	1.659	18.7	88.6	2.73	SP	SP
勘 助	1.48	29.3	1.719	16.9	86.1	2.65	SC	SP-SM
牛 渦		22.2	1.572	22.8		2.61	S-C	SP-SM
松 木 沢	1.11	28.4	1.482	23.8	75.0	2.58	SM	SM
上 の 頭	1.31	24.9	1.546	23.0	85.0	2.62	SC	SM
赤 禿	1.15	16.8	1.612	20.0	71.0	2.70	SC	SM
狭 間 田		29.2	1.421	29.7		2.64	SM	SM
カ ス バ		18.1	1.636	21.1		2.66	SM	SM
袴 形		12.1	1.689	16.7		2.67	SC	SM
鶴の木1号	1.34	36.4	1.556	24.9	86.0	2.64	SM	SC
2号	1.20	32.4	1.460	27.9	82.0	2.65	SC	SC
3号	1.24	33.3	1.472	26.5	84.0	2.67	SM	SC
4号	1.16	29.2	1.502	25.4	77.0	2.66	SM	SC
八 沢	1.18	35.9	1.437	29.8	82.0	2.63	SC	SC
泉 沢	1.35	24.5	1.575	25.2	86.0	2.68	SC	SC
泉 沢 奥	1.45	16.0	1.779	16.7	82.0	2.75	SC	SC
山 中	1.44	12.1	1.619	22.9	88.8	2.70	SC	SC
牡 丹		38.2	1.340	34.2		2.63	SC	SC

表-2.20 ため池堤体土の性質（被害ため池、粘性土）

ため池名	現場密度 (g/cm^3)	資料採取時 の含水比 (%)	締め固め試験		D 値 (%)	比 重	日本統一分類	統一土質分類
			γ_{dmax} (g/cm^3)	ω_{opt} (%)				
下 長 作	1.20	42.0	1.238	40.6	96.8	2.65	ML	ML
一 の 沢	1.09	46.6	1.264	38.0	86.0	2.67	CH	MH
下杉 2号	1.04	46.0	1.200	34.0	87.0	2.63	CH	MH
小 戸 六		37.1	1.266	35.9		2.60	CH	MH
上杉 3号		53.6	1.087	34.1		2.60	CH	MH
前 の 沢	1.04	45.2	1.184	41.5	87.9	2.65	ML	CL
大 沼		82.2	0.870	58.3		2.59	CH	CH
下 横 沢	1.04	47.7	1.194	40.2	87.6	2.66	CH	CH
丑 蔵	1.19	29.0	1.255	38.3	95.0	2.68	CH	CH

表-2.21 ため池堤体土の性質（無被害ため池）

ため池名	現場密度 (g/cm ³)	資料採取時 の含水比 (%)	締 固 め 試 験		D 値 (%)	比 重	日本統一分類	統一土質分類
			γ_{dmax} (g/cm ³)	ω_{opt} (%)				
高 石 野	1.47	17.5	1.720	18.7	85.5	2.88	SP	SP
堂 の 下	1.49	10.9	1.732	15.0	86.0	2.78	SP	SP
野 崎	1.08	24.8	1.432	28.6	75.4	2.65	SM	SM
猫 又	1.38	19.9	1.612	23.4	85.6	2.75	SM	SM
堤 沢	1.36	23.3	1.574	22.9	86.4	2.70	SC	SC
島 田	1.07	49.1	1.179	42.2	90.8	2.69	MH	MH
芹 沢	0.77	79.5	0.862	76.8	88.7	2.48	CH	MH
相 治	1.09	46.2	1.199	38.9	91.1	2.61	CH	CH

表-2.22 ため池堤体の締固め度（平均）

堤体土の種類	被害の有無	締固め度D値(%) = $(\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100$
砂 質 土	無 被 害	83.8
	被 害	82.6
粘 性 土	無 被 害	90.2
	被 害	90.1

2.3 まとめ

以上の調査結果から次のことがいえる。

①5回の地震の例に基づいた、ため池被害の発生する震央距離はマグニチュードを用いて

$$\log \Delta_d = 0.858 M_J - 4.28 \quad (\Delta_d: \text{km})$$

で表せる。

②堤体に発生するクラックでは、堤体に平行な縦クラックがほとんどである。防災上特に注意を要する堤体に直角な横クラックは数少ないが、発生位置は地山との境、取水施設付近が多い。

③斜面すべりでは上流側に発生するものが多く、下流側の2倍程度になっている。

④取水施設等の付属構造物が、直接決壊などの大きな被害に結びついたと断定出来る例は日本海中部地震の場合はまれであったが、従来の経験または他の地震の場合からすると損傷の程度が小さくともパイピングなどを誘発して大きな被害に結びつきやすい。地山に設置したものは被害が少ないので、出来るだけ地山に取り付けることが望ましい。

⑤被害の形態を被害の主原因に基づいてI～V型に分類した。大きな被害に結びつくのはIV型ないしV型となる。

⑥男鹿地震の調査から決壊のほとんどは、遅れ破壊(delayed failure)であると指摘されているが^{2), 12)}、日本海中部地震では男鹿地震の場合と異なり、短時間(直後～1時間)に決壊しているものが多く、1日後に決壊したのは1例のみである。この原因としては、被害後の適切な応急処置が行われたためパイピングなどによる2次被害が少なかったことも考えられる。

被害の要因については次のことが言える。

①地形的には山地と平地の境界にあるもの、地質的には第四紀層の洪積層地帯のため池被害率が高い。基礎地盤の土質は砂質土のものの被害率が高い。

②堤高が20(一部30mもあり)m以下については、高いほど被害率がおおむね高い傾向にある。このことは一般に堤高が高いほど堤体自身による地震動の増幅が大きいと考えられる。ただし決壊などの大きな被害については10m以下のものが圧倒的に多い。形状係数(堤頂長/堤高)は5以下では小さく、それ以上ではあまり変わらない。アバットメントの拘束による三次元的効果であると考えられる。斜面傾度、堤頂幅については被害とのはっきりした関係は見出せなかった。

③堤体の物理的性質については、三角座標分類で砂質土のものの被害数が多く、特に決壊についてはその傾向は強い。平均粒径 D_{50} で見ると被害ため池の多くが液状化の可能性のある範囲¹⁵⁾に入る。無被害ではこの逆になり、液状化が被害原因であるものが多かったと推定される。塑性指数によっても被害・無被害ではっきりと差があり、被害ため池は $N \cdot P$ のことが多い。

④築造年代では築造後10年以内の堤体の被害率が高い。更に、日本海中部地震及び鉄道盛土の被害例から、過去3年以内に築造された土構造物の被害率が特に高いことが指摘出来る。これは自然圧密による強度増加の発現との関係をうかがわせる。震源方向と被害との関係は特に認められない。

以上、既往の文献・資料・現地調査を中心に、地震によるため池被害についてまとめた。ただし、これら被害を受けたため池は設計基準が適用されていない小規模なため池がほとんどであり、設計基準が適用されて築造されたため池の被害数は少なく、ごく軽微な被害にとどまっている。3章以降では、ため池堤体材及び基礎地盤材料の力学試験及びボーリング調査を行い、その結果を用いてため池の地震時の安全性の解析的な検討を行う。

参考文献

- 1) 老朽ため池研究会：老朽ため池整備便覧、昭和57年年度版、1982
- 2) 秋葉満寿次・仙波秀男：秋田県男鹿地震とため池被害、農業土木研究、Vol.13, No.1, pp.31~59, 1941
- 3) 高瀬国雄：アースダムの安全性に関する統計的研究、京都大学学位論文、1967
- 4) 山下進：アースダムの被害、農業土木試験場技報、F.No.1, pp.51~85, 1965
- 5) 長野県：松代群発地震記録、1969
- 6) 守谷正博・高岡恭三・山下進：十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察、土と基礎、Vol.16, No.9, pp.39~45, 1978
- 7) 東北農政局：1978年度宮城県沖地震、土地改良施設の災害と復旧、1978
- 8) 谷茂・安中正実・川口徳忠・釜田豊也：1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告、農業土木試験場技報、169 (CE-4), pp.1~92, 1985
- 9) 佐々木康：河川堤防の地震被害、土と基礎、Vol.28, No.8, pp.25~30, 1980
- 10) 大橋勝弘・那須誠：鉄道盛土の耐震補強対策、土と基礎、Vol.28, No.8, pp.37~44, 1980
- 11) 武井昌博：十勝沖地震による災害盛土のり面の統計解析、鉄道技術研究資料、28-10, pp.471~474, 1971
- 12) H.B.Seed: Consideration in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams., geotechnique, Vol.29, No.3, pp.215~263, 1979
- 13) 日本農業土木総合研究所：昭和59年度大規模地震対策調査報告書、1985
- 14) 畑中元弘：土堰堤の振動に関する3次元考察—自由振動について、土木学会誌、Vol.37, No.10, pp.1~6, 1952
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書同解説(V耐震設計編), pp.16~20
- 16) 小橋澄治：斜面安定に及ぼす根糸の影響についての最近の知見、緑化工技術、Vol.10, No.10, pp.14~19, 1983
- 17) 土質工学会編：土質基礎工学のための地震・耐震入門、pp.116, 1985
- 18) 青森県土地改良一課(防災係)：1968十勝沖地震被災ため池調査表、1968

第3章 堤体及び基礎地盤の土質工学的性質

ため池の大部分は経験的技術によって作られてきた。このため、ため池の土質工学的性質についてはほとんどわかっていないのが現状である。また、今後の安全性の評価にさいしても、改修するため池がきわめて多いことから全てのため池について十分な調査、解析を行うことが難しいと考えられる。しかし、安全性の評価を合理的に行うためには土質工学的性質を正確に把握することが重要である。このため、比較的容易に得られるデータ（土質分類、締固め度、標準貫入試験値等）から、土質工学的性質を推定出来るようにすることが実用上きわめて重要である。このため、1983年日本海中部地震で被害を受けた青森・秋田県のため池26箇所及び無被害ため池8箇所について、原位置試験（標準貫入試験、PS検層、密度検層等）、透水試験、三軸圧縮試験及び液状化試験を行った。この結果により、土質分類、締固め度、標準貫入試験値から、土質工学的性質を推定出来る結果を得た。

3.1 堤体及び基礎地盤の静力学的性質

日本海中部地震で被害を受けたため池及び無被害ため池の堤体と基礎地盤の静力学的性質（透水特性、強度特性）の調査結果を次に述べる。

3.1.1 透水特性

透水特性は浸潤線の決定、漏水量の算定に必要なものである。透水特性は土質の違い、締固め度によって大きく異なる。このため砂質土*、粘性土*別に透水特性の検討を行う。透水試験に用いた供試体は、自然含水比で現場密度に合わせて作製した。なお現場密度の得られていないため池については、2.2.3の結果を利用し、砂質土でD値=83%、粘性土でD値=90%を密度の目標値とした。

砂質土では図-3.1 ようになる。Creager は有効径として20%粒径 (D_{20}) を用いて、砂質土の透水係数との関係を図-3.1 中の実線として示した。この関係式とため池堤体土のデータを比較してみると、有効径 (D_{20}) が 0.02mm 以下で特に高い透水係数を示している。Creager の式は、密度を考慮していないため、ため池のようなゆるい状態での透水

係数の推定は難しいと考えられる。したがって、透水試験を行うことが望ましいが概略の推定には、透水係数を $K_{15}=1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ の範囲で $K_{15}=5 \times 10^{-4}$ (cm/s) を平均値と考える。

* 土質統一分類にある細粒土、粗粒度に各々対応したもの

次に締固め固め度D値と透水係数の関係を見る。このため、代表的な試料について締固め度を変えて透水試験を行った。供試体はすべて自然含水比の状態で作製した。用いた試料の粒度を図-3.2に示す。D値と透水係数の関係は、細粒分含有率が12%以下のものとそれ以上の試料で大別出来ることがわかる。これは土質統一分類で、(SP, SP-SM)と(SM, SC)に対応するものである。図-3.3の結果から明らかなように、砂質土であっても細粒分を12%以上含む材料の場合には締固めを十分に行なう事によって、 $K_{15} \leq 1 \times 10^{-5}$ (cm/s) となる。この値は、農林水産省のダムの設計基準(1981年)で規定する遮水材の基準である、 $K_{15} \leq 1 \times 10^{-5}$ (cm/s) を満足するため、遮水材としても十分に使用可能なことがわかる。また、図-3.4は締固めた砂質土の透水係数と細粒分含有率の既存のデータ¹⁾を示したものである。締固め度ははっきりしないが、細粒分が増加すると透水係数が減少する傾向がわかる。

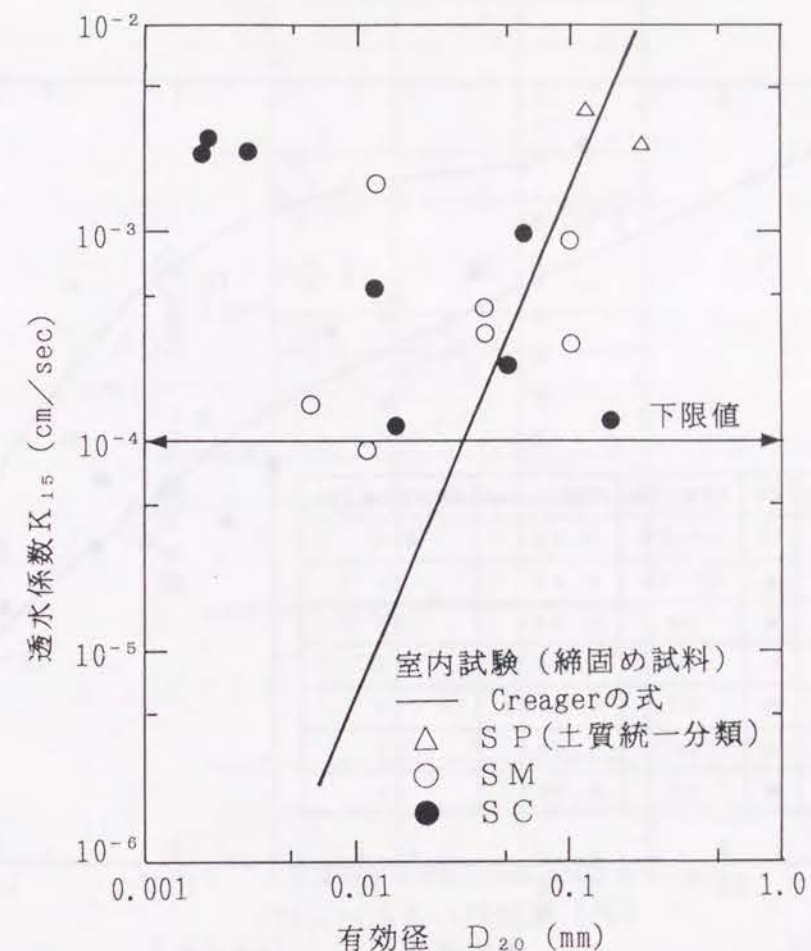


図-3.1 透水係数(砂質土)

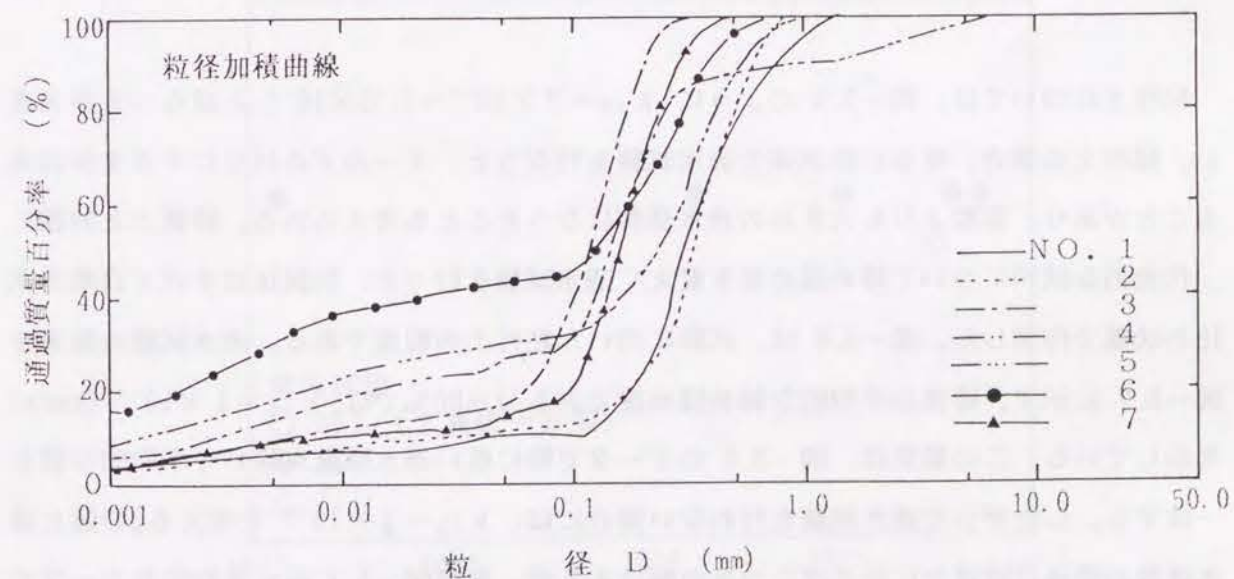


図-3.2 透水試験に用いた砂質土の粒度

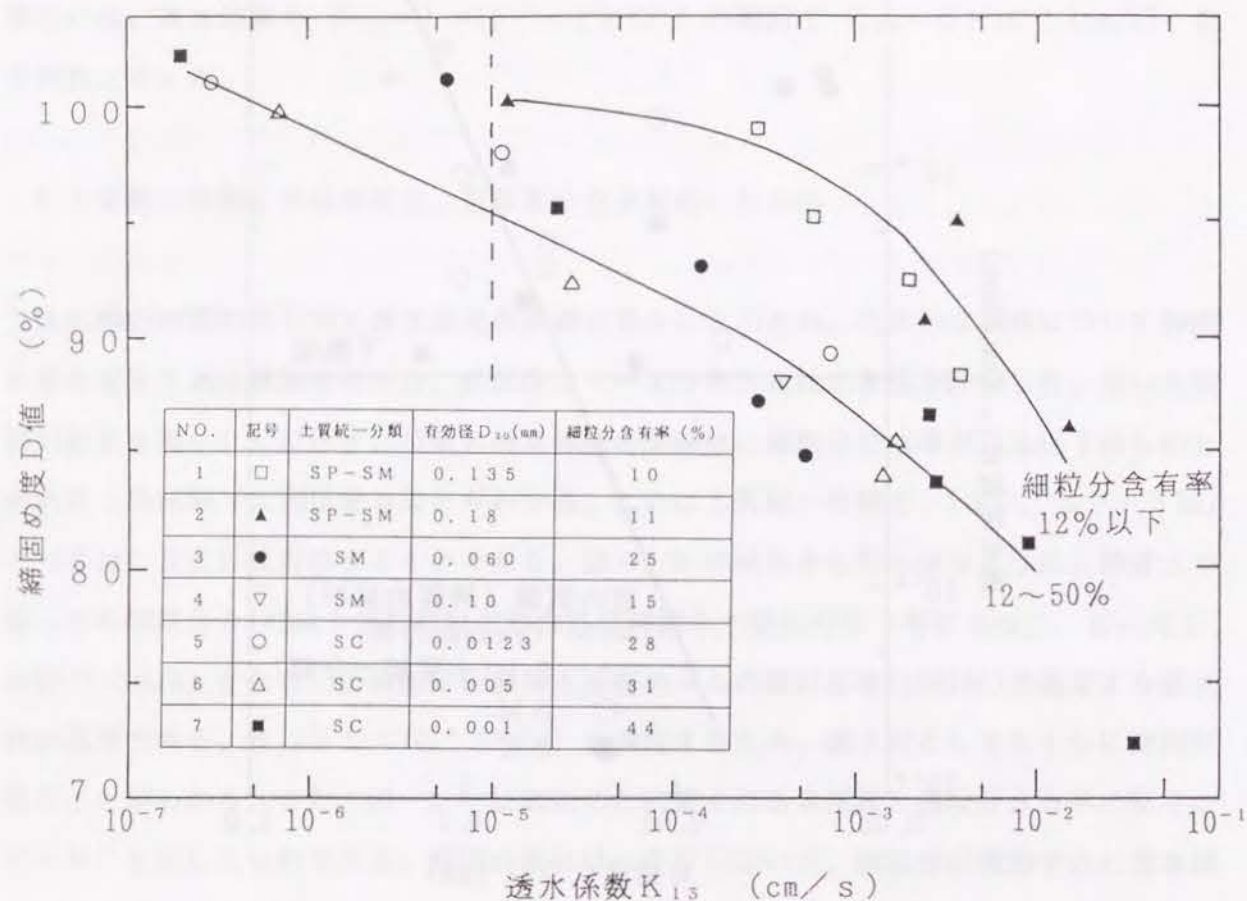


図-3.3 締固め度D値と透水係数 K_{15} (砂質土)

粘性土については、図-3.5 のように $k_{15} = 7 \times 10^{-7} \sim 1.75 \times 10^{-3}$ とばらつきが大きい。粘性土の場合、ゆるい供試体で透水試験を行なうと、モールドの回りにすきまが出来ることがあり、実際よりも大きめの透水係数になったことも考えられる。砂質土と同様に、代表的な試料について締め固め度を変えて透水試験を行った。供試体はすべて自然含水比の状態で作製した。図-3.6 は、試験に用いた粘性土の粒度である。透水試験の結果を図-3.7 に示す。堤体の平均的な締め固め度である $D=90\%$ では、 $k_{15} = 1 \times 10^{-4}$ (cm/s) を示している。この結果は、図-3.5 のデータで特に低い透水係数を除いて平均的な値と一致する。したがって透水試験を行わない場合には、 $k_{15} = 1 \times 10^{-4}$ と考える。D値と透水係数の関係は砂質土に比べばらつきの幅はあるが、概略図-3.7 示す平均的なカーブで表される。この結果から、締め固め度を $D \geq 95\%$ とすると $k_{15} \leq 1 \times 10^{-5}$ (cm/sec) となり、遮水性が確保されることがわかる。

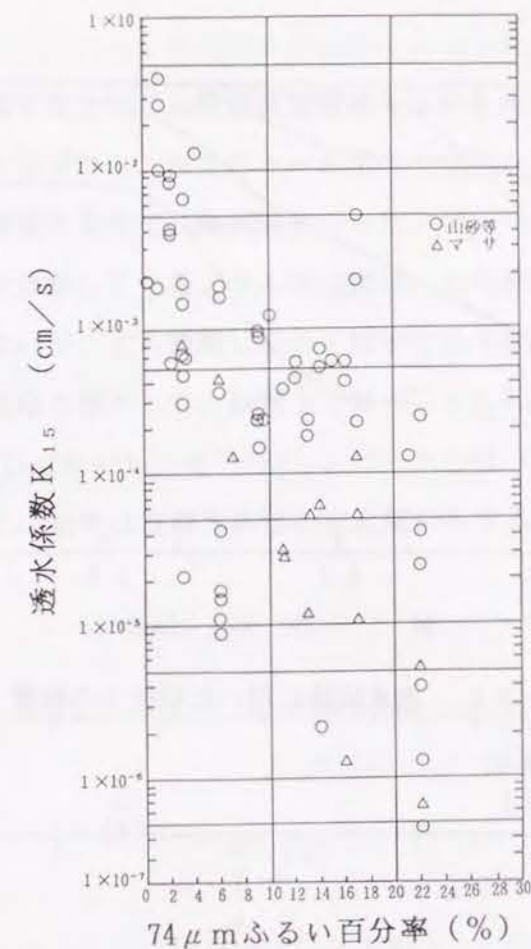


図-3.4 74 μ mふるい通過百分率と透水係数との関係 (締固め土)

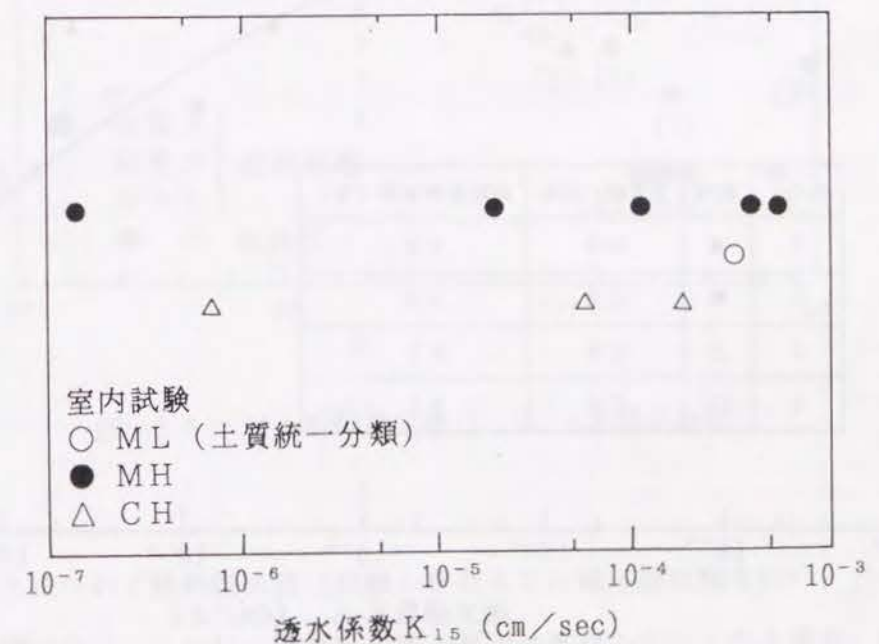


図-3.5 透水係数 (粘性土)

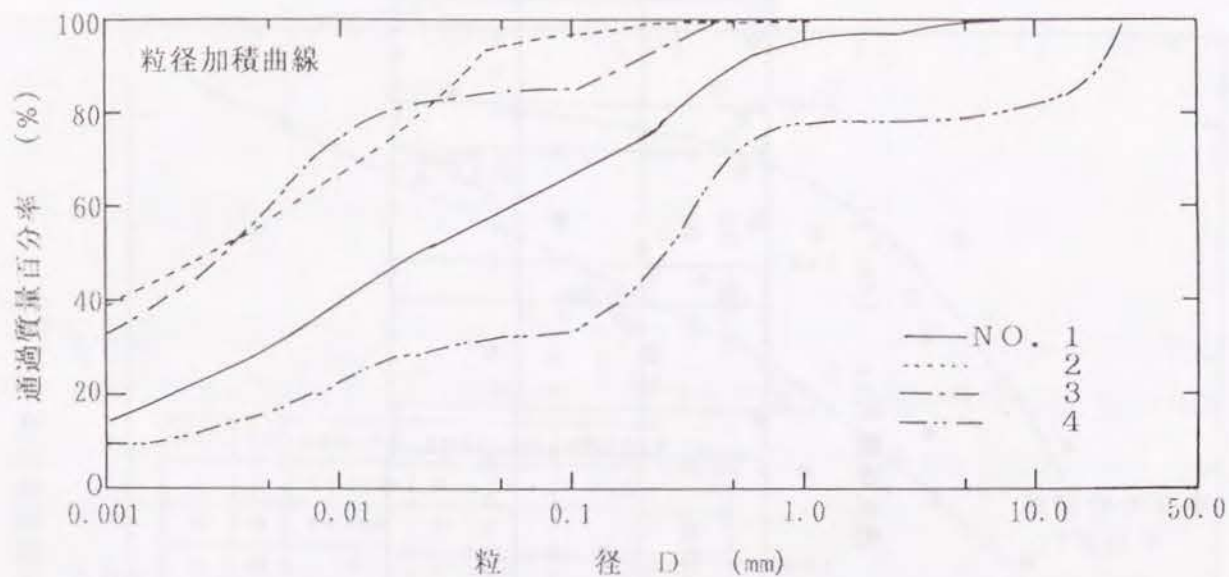


図-3.6 透水試験に用いた粘性土の粒度

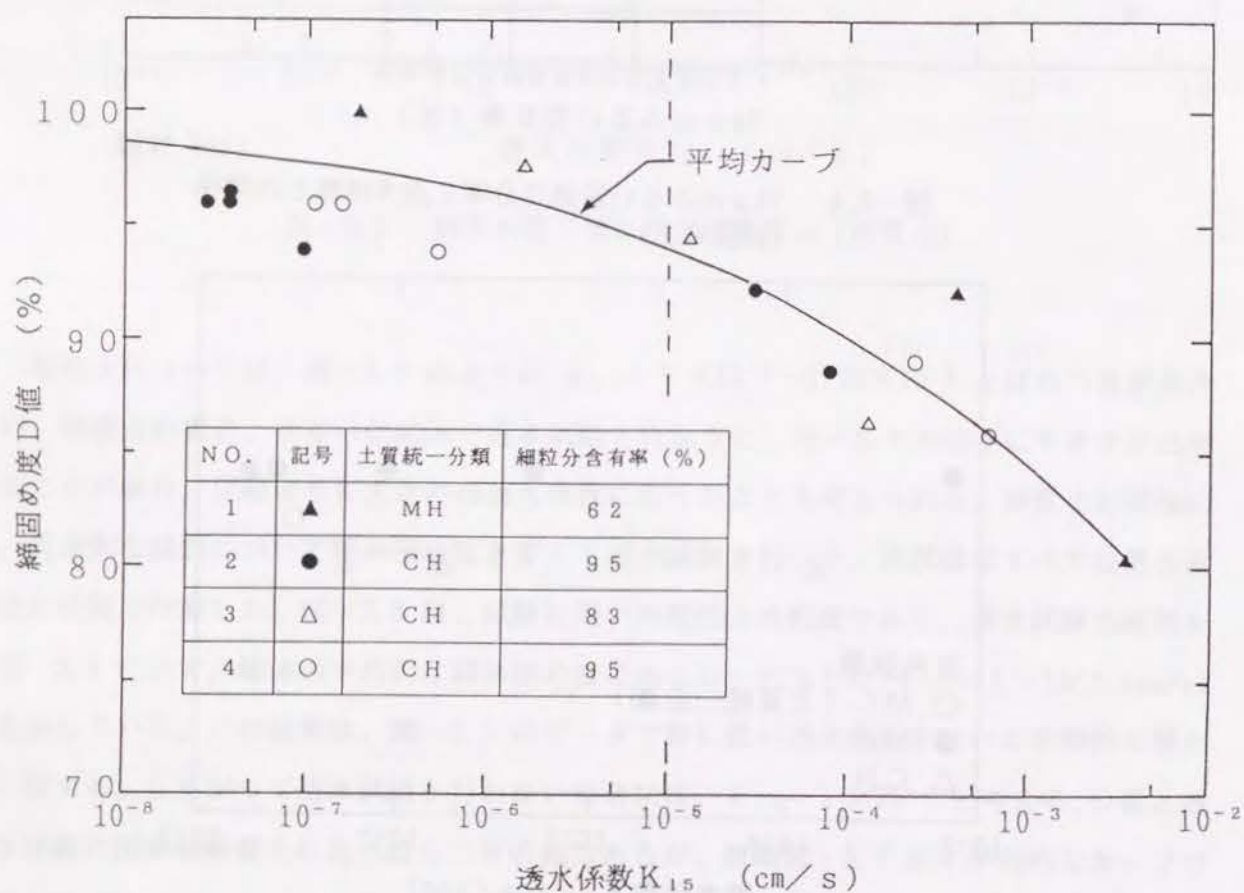


図-3.7 締固め度D値と透水係数 K_{15} (粘性土)

3.1.2 強度特性

ため池の安全性を評価する上でせん断強度定数はもっとも重要なパラメータである。そこでトリプルチューブサンプラー、シンウォールチューブサンプラーによって採取した不攪乱試料を用いて、圧密排水条件で三軸試験を行った。データが十分とは言えないが、図-3.8 示すような範囲で分布している。せん断強度は、土の密度に依存するために、一義的に決めることは出来ないが、土の種類に応じて図中で示す程度の強度が期待出来る。N値が5以下の土では、概略の値として、砂質土では $C' = 0.05$ (kgf/cm²)、 $\phi' = 33^\circ$ 、粘性土では $C' = 0.15$ (kgf/cm²)、 $\phi' = 30^\circ$ 、ピートでは $C' = 0.4$ (kgf/cm²)、 $\phi' = 22^\circ$ 程度の値である。この結果は既存ため池の安定解析をする場合に、強度の推定値として用いることが出来る。

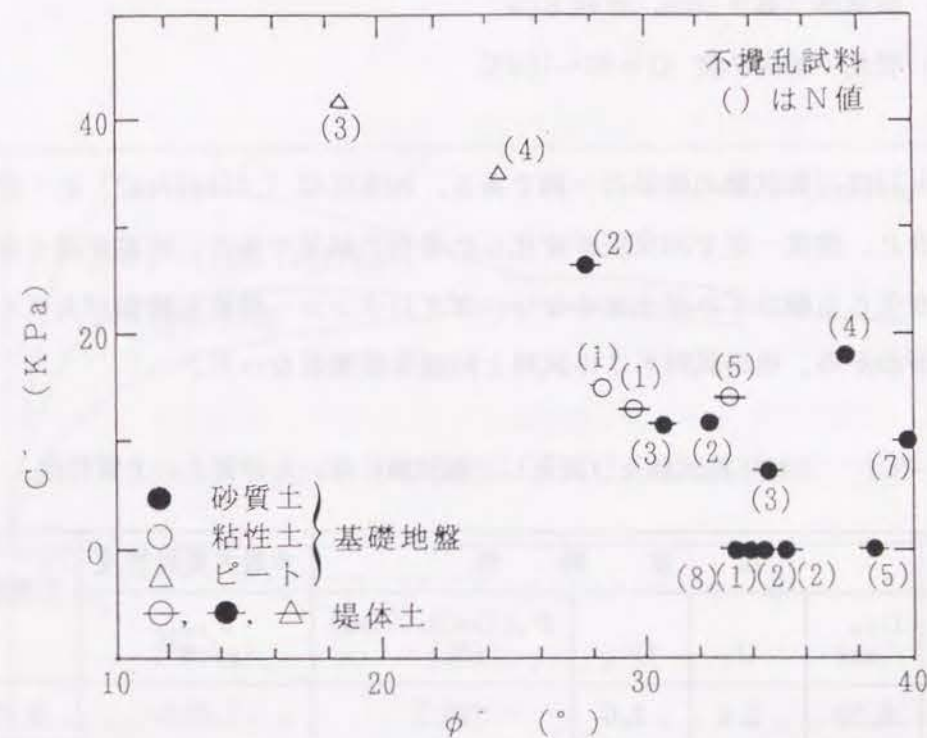


図-3.8 せん断強度定数 C' 、 ϕ' (不攪乱材料)

次に、砂質土について締固め度 (D値) を変えて三軸圧縮試験を行い、D値とせん断強度の関係を調べた²⁾。これは、既存ため池で締固め度がわかっている場合、あるいは改修のさいに締固めることによって、強度がどの程度得られるかを推定するためである。実

験に用いた砂質土は、1983年日本海中部地震で被害を受けた、ため池の堤体土である。比較のため、豊浦標準砂の既存のデータの整理も行った。表-3.1 は各砂質土の土質特性を、図-3.9 は各々の粒径加積曲線を示したものである。三軸試験は各々の砂質土について、D値で80~100%の範囲で3種類行った。締め固め方法は3層に分けて、重さ2.5kgのランマーを用い、締め固め回数、落下高を変えることにより所要の密度を得た。実験条件は次の通りである。

実験条件

- せん断条件：飽和圧密排水せん断 (SCD)
- 拘束圧： $\sigma_3 = 0.25, 0.50, 1.0$ (kgf/cm²)
- 背圧：B.P = 0.50 (kgf/cm²)
- せん断速度：SS = 0.05 (%/min)
- 供試体：高さ10cm, 直径5cm
- 密度：締め固め度 $D = 80 \sim 100\%$

図-3.10~3.11は三軸試験の結果の一例である。拘束圧は 1.0 (kgf/cm²) と一定で密度が変わった場合と、密度一定で拘束圧が変化した場合の結果である。密度が高くなると、圧力のピークが生じる軸ひずみが小さくなり、ダイレタンシー特性も膨張が大きくなってきていることがわかる。他の試料もこの試料と同様な結果となった。

表-3.1 三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験に用いた砂質土の土質特性

試料 番号	比 重	粒 度 特 性				*最大乾燥密度	土質統一分類
	G_s	D_{50} (mm)	U_c	U'_c	$F_c (D < 0.074\text{mm})$ (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	
1	2.654	0.30	5.4	2.0	10.3	1.719	SP-SM
2	2.604	0.16	38.0	17.9	22.1	1.547	SM
3	2.625	0.13	150.0	36.5	30.0	1.556	SC
4	2.751	0.19	52.3	18.1	15.0	1.780	SM
5(標準砂)	2.648	0.18	1.5	1.0	0.0	1.656	SP

*JISA 1210 (1.1) による

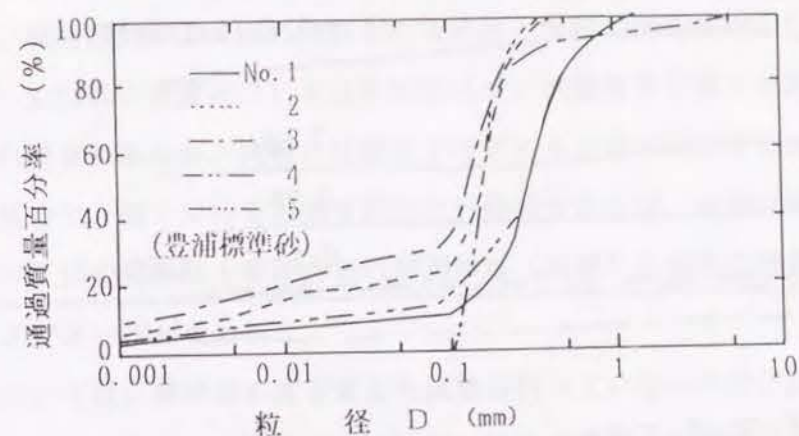


図-3.9 三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験に用いられた砂質土の粒度

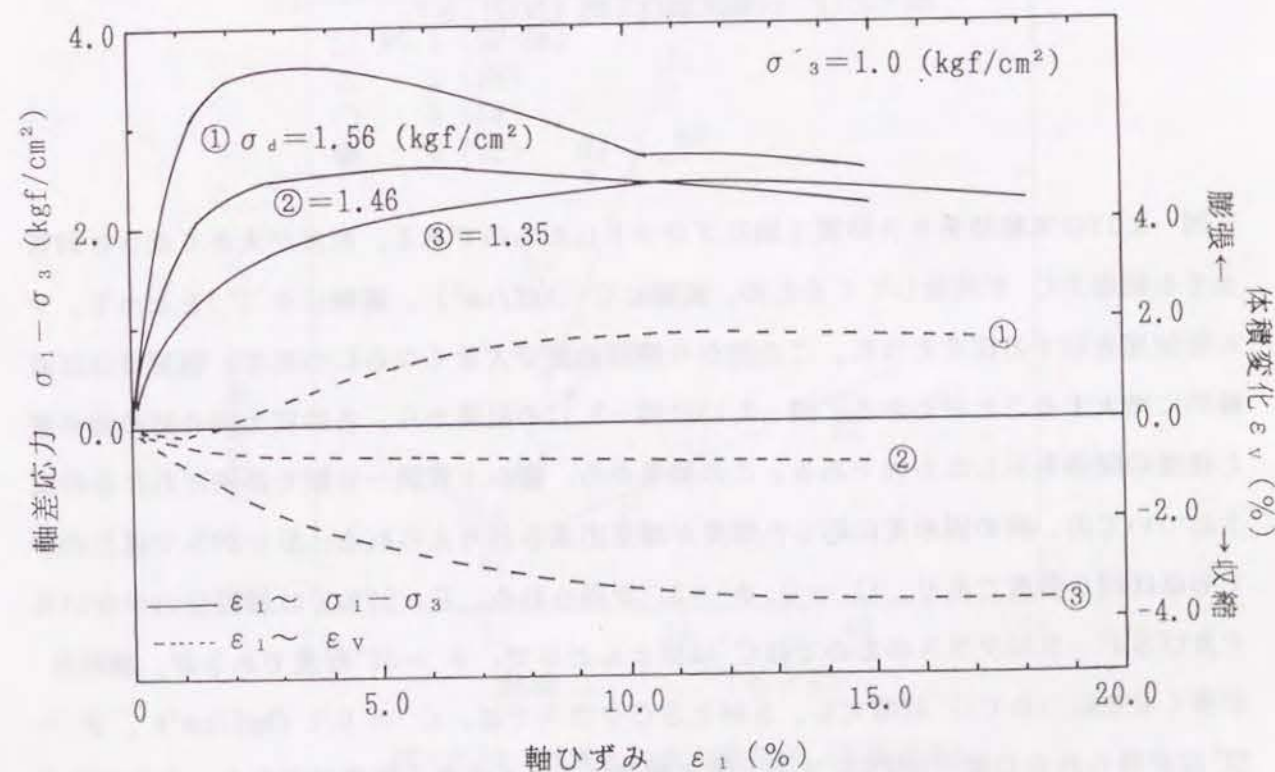


図-3.10 三軸試験の1例 (NO. 3)

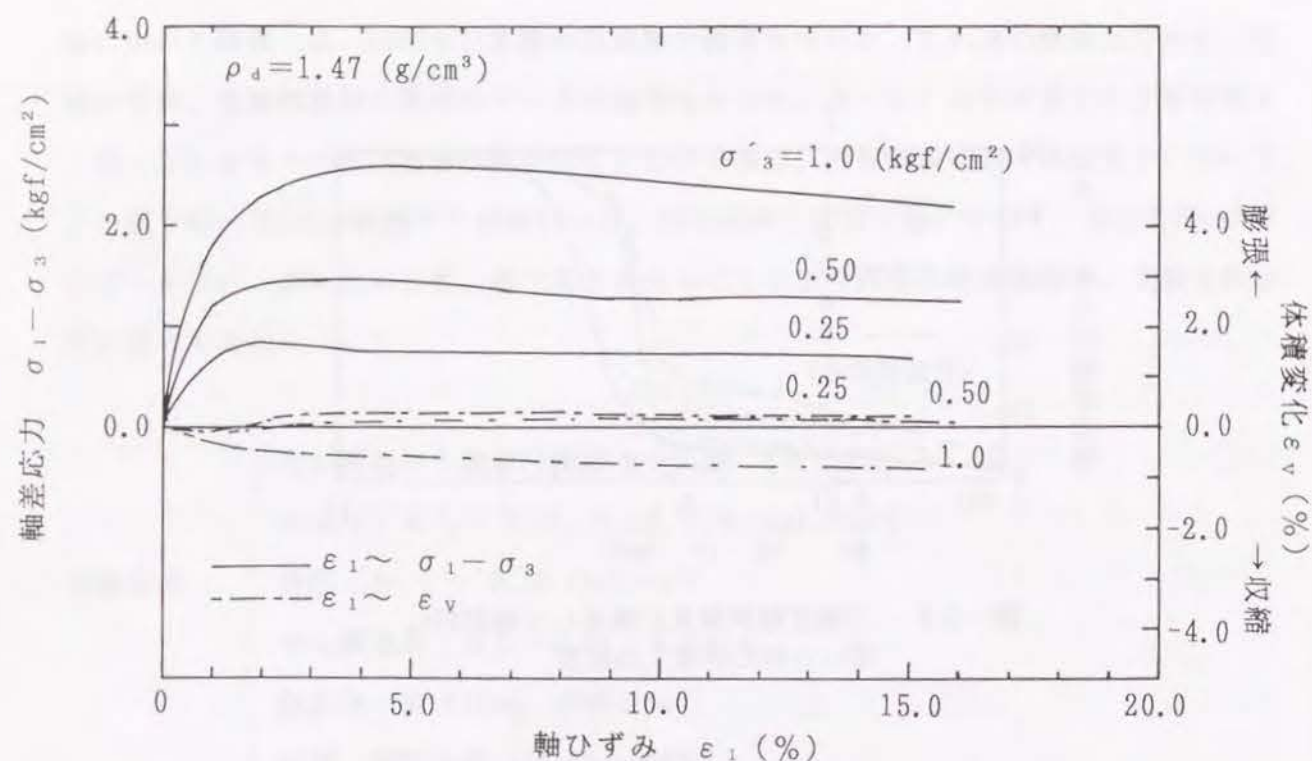


図-3.11 三軸試験の1例 (NO. 3)

図-3.12は実験結果を各砂質土別にプロットしたものである。密度が大きくなると砂質土でも粘着力 C' が発生してくるため、縦軸に C' (kgf/cm²)、横軸に ϕ' (°)をとって、せん断強度を示す方法をとった。この図から締固め度が大きくなるにつれて、強度はほぼ直線的に増大することがわかる。図-3.13は図-3.12の結果から、各砂質土別の締め固め度と強度の関係を示したものである。この結果から、概ね土質統一分類で区別された各砂質土についての、締め固め度に応じた強度が推定出来ると考えられる。D=80%ではどの砂でもほぼ同じ強度であり、 $C'=0$, $\phi'=31^\circ$ が得られる。D=90%では細粒分の少ないSP及びSP-SMクラスのものでは C' はほとんど0で、 $\phi'=35^\circ$ 程度であるが、細粒分が多くなるにつれて C' は増大し、SMとSCクラスでは、 $C'=0.1$ (kgf/cm²)、 $\phi'=32^\circ$ 位が得られるD値=100%にすると砂の種類によって大きく強度は変わる。SPのものでは $C'=0$, $\phi'=43^\circ$ 位が得られ、SMとSCクラスでは $C'=0.2$ (kgf/cm²)、 $\phi'=34^\circ$ 位が得られる。SP (標準砂) ではD値の概念を適用することは出来ないが、相対密度100%では $C'=0$, $\phi'=43^\circ$ 位が得られている。データが十分とは言えないが締固め

度と強度の関係を推測することがこの結果から可能となり、構造物の重要度、目的によって締固め度を定めるためのデータとなるといえる。

従来より、概略設計によく用いられる土質区分と強度の関係を示したものが、図-3.14である。図-3.14は、密度については不明であり、試験条件も様々であるので図-3.13とは対応しない場合もあるが、比較には使えそうである。SCの区分ではほぼ同じ結果である。SMの区分で、図-3.13では強度が小さい部分があるが、傾向は同じである。以上の事より、図-3.13の結果は土質区分別の締固め度 (D値) と強度の関係を一般的に示すものとして考えてよいことがわかる。

粘性土については、締め固め度を変えた試験は行っていないので、図-3.14から推定する必要がある。よく締まっている場合にはFig. 9の各粘性土の強度の上限値を、ゆるい場合には強度の下限値を採用するのも1つの方法と考えられる。

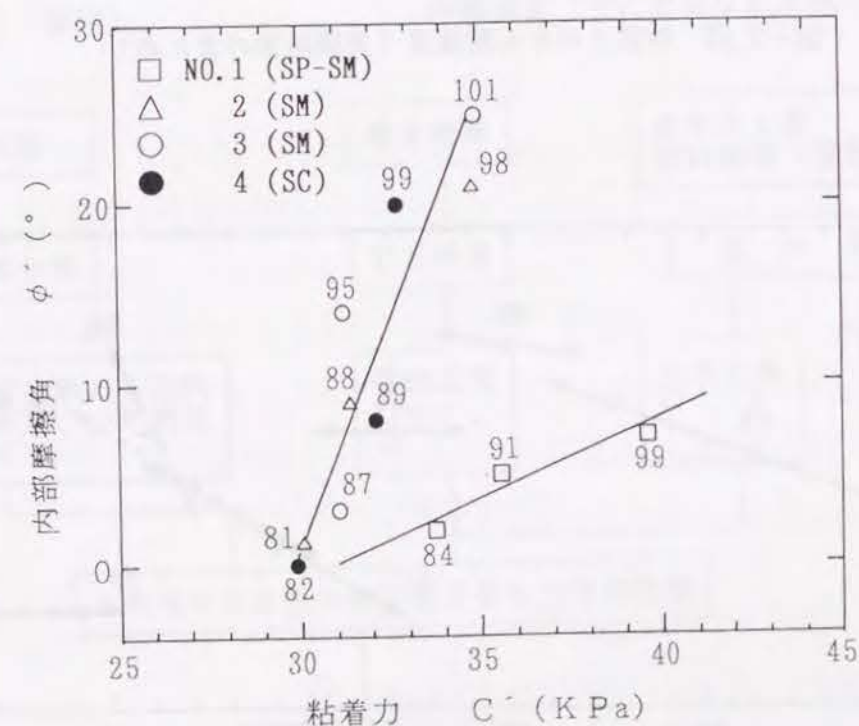


図-3.12 砂質土のせん断強度 (実験結果)

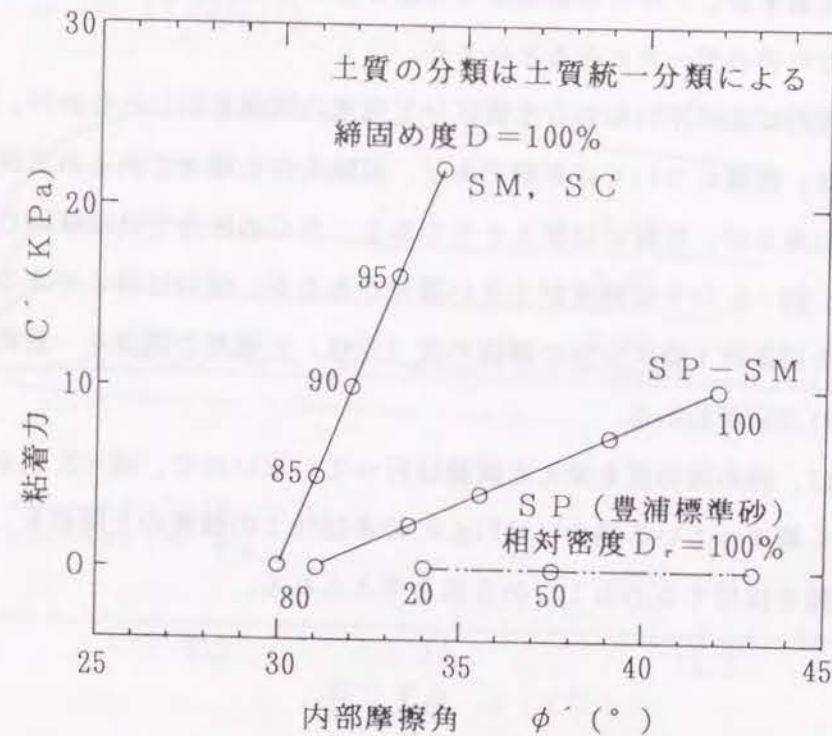


図-3.13 砂質土のせん断強度（実験結果のまとめ）

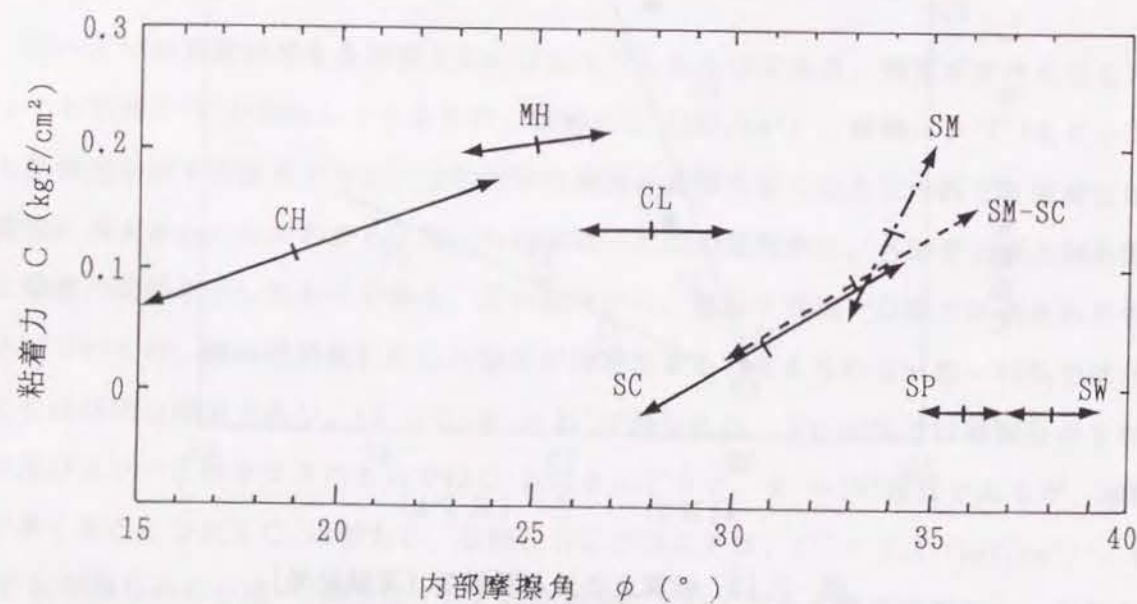


図-3.14 土のせん断強度（土質工学ハンドブック（昭和40年）表-2.29のデータより作図）

3.2 堤体及び基礎地盤の動力学的安全性

既設フィルダムの耐震性を含めた安全性の評価のためには、堤体及び基礎地盤の動力学的安全性（変形特性、液状化強度）を把握する必要がある。同時に、ため池のような小規模土構造物では調査を十分に行うことが難しいので、現場で比較的容易に得られる標準貫入試験のN値などと、動力学的安全性との関係を求めておく必要がある。このため、既設のため池で堤体及び基礎地盤についての原位置試験（標準貫入試験、PS検層、密度検層）、及び従来のサンプリング方法（トリプルチューブ、シンウオールチューブサンプラー）による不攪乱試料の採取を行い、耐震性の検討に必要な土の動力学的安全性を求めた^{3), 4)}。具体的には、青森・秋田県の6箇所のため池で調査を行い原位置試験値、力学定数を求め、堤体土及び基礎地盤の動力学的安全性と、原位置試験値との関係を検討した。これらの結果から、ため池堤体及び基礎地盤の力学的安全性を求める流れ図は図-3.15のようになる。

簡易調査（一般的）

詳細調査（特に重要なため池の場合）

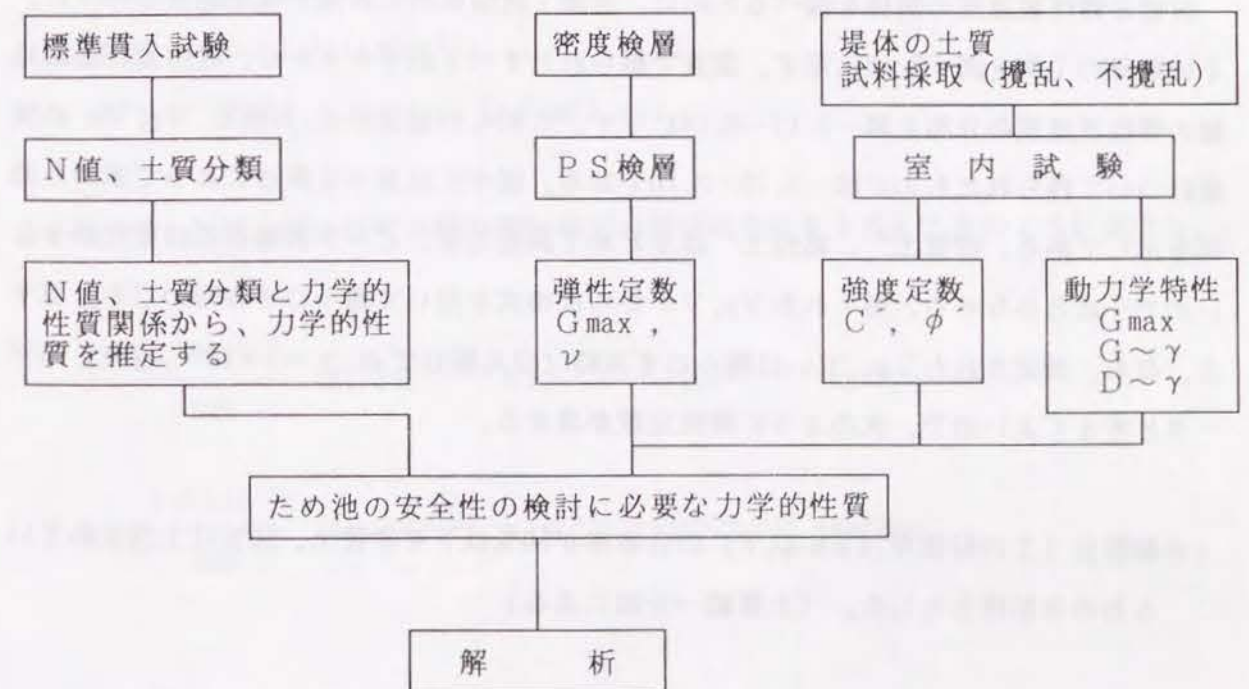


図-3.15 堤体及び基礎地盤の材料の動力学的安全性を求める流れ図

3.2.1 変形特性

土の微小ひずみ時の弾性定数（剛性率 G 、ポアソン比 ν ）、及び剛性率（ G ）、減衰比（ D ）のひずみ依存性を調べるために、標準貫入試験、 PS 検層、中型ねじり試験を行った。

標準貫入試験は、ボーリング孔を利用して、重さ63.5kgfのハンマーを75cm落下させ、標準貫入試験用サンプラーを30cm打ち込むのに要する投撃数 N から、土の硬軟を知る試験である。この試験から求められる N 値は、従来より土の弾性定数、強度との関係が深いとされている。 PS 検層は、原位置での土の弾性定数（ヤング率 E 、剛性率 G 、ポアソン比 ν ）を求める試験である。このため、地表面において人工的に波（ P 波、 S 波）を起こし、ボーリング孔のある深度まで伝播する時間から、 S 波速度（ V_s ）、 P 波速度（ V_p ）を求める。この結果と、放射性同位元素を用いた密度検層の結果から弾性定数を求める。

原位置試験を行った同じ箇所から、従来のサンプリング方法によって、不攪乱試料を採取した。この試料を用いて、実験室内で中空ねじり試験を行った。中空ねじり試験は、土の変形特性としての剛性率 G 、減衰比 D のひずみ依存性を求める試験である。

N 値と弾性波速度の関係を調べるために、青森・秋田県のため池で現地調査を行った。その結果の1例を図-3.16に示す。調査で得られたすべてのデータから、堤体及び基礎地盤の弾性波速度の分布を図-3.17~3.18に示す。これらの結果から、 N 値と V_p 、 V_s の関係について得られたものが図-3.19~3.20である。図中には最小2乗法によって求めた関係を示してある。砂質土*、粘性土*はまとめて表現でき、PEATの場合には変化は少ないので一定とみなせる。得られた V_p 、 V_s から次の式を用いて微小ひずみ時の G を計算する。なお、測定された V_p 、 V_s は微小ひずみ時（せん断ひずみ $\gamma=1\times 10^{-5}$ 程度）のデータと考えてよいので、次のように弾性定数が求まる。

*細粒分（土の粒径が $74\mu m$ 以下）の含有率が50%以下を砂質土、50%以上含まれているものを粘性土とした。（土質統一分類による）

$$G = \frac{1}{g} \rho V_s^2$$

$$\nu = \frac{1 - 2(V_s/V_p)^2}{2 - 2(V_s/V_p)^2} \quad (3-1)$$

$$E = 2(1 + \nu)G$$

ここに g ：重力加速度、 ρ ：湿潤密度、 V_p ： P 波速度、 V_s ： S 波速度、 G ：剛性率、 E ：ヤング率、である。

ρ は、サンプリング試料あるいは密度検層から決定する。これらの値が得られない場合には、今回の研究から得られた平均的な値として次の値を採用する。

砂質土： $\rho=1.8$ (g/cm³)

粘性土： $\rho=1.6$ (g/cm³)

PEAT（泥炭）： $\rho=1.15$ (g/cm³)

従って、 N 値と微小ひずみ時の剛性率 G の関係が単位をそろえて次のように表せる。

$$G = \frac{1.8 \times 10^{-3}}{980} (81.3 N^{0.357} \times 10^{-2})^2 = 121 N^{0.714} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$G = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{980} (81.3 N^{0.357} \times 10^{-2})^2 = 108 N^{0.714} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3-2)$$

$$G = 80 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ポアソン比 ν については、ばらつきが大きい今回の調査結果及び土質調査法のデータから、 $\nu=0.48$ 程度をとればよい。

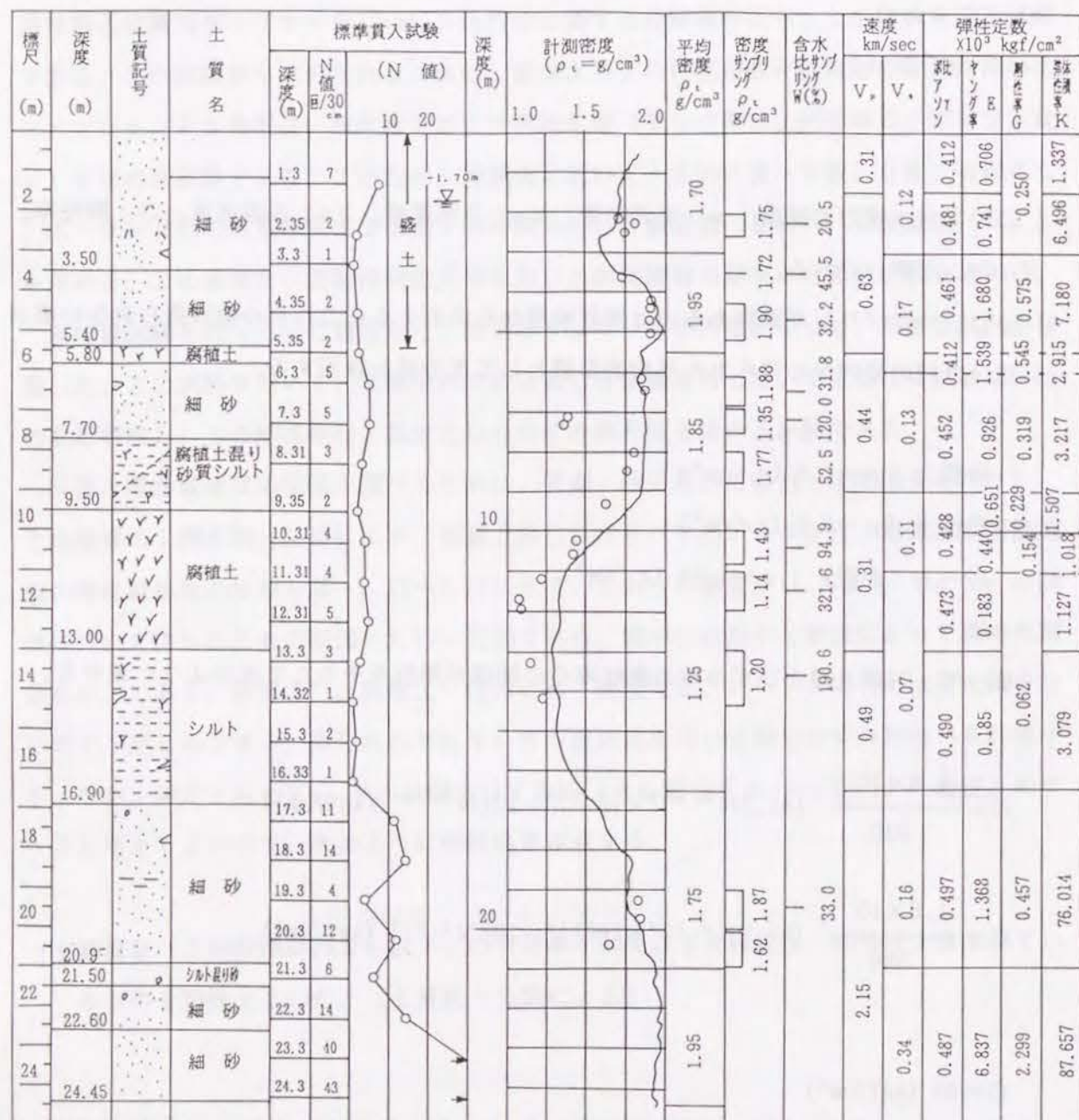


図-3.16 「勘助ため池」堤体および基礎地盤の土質柱状図

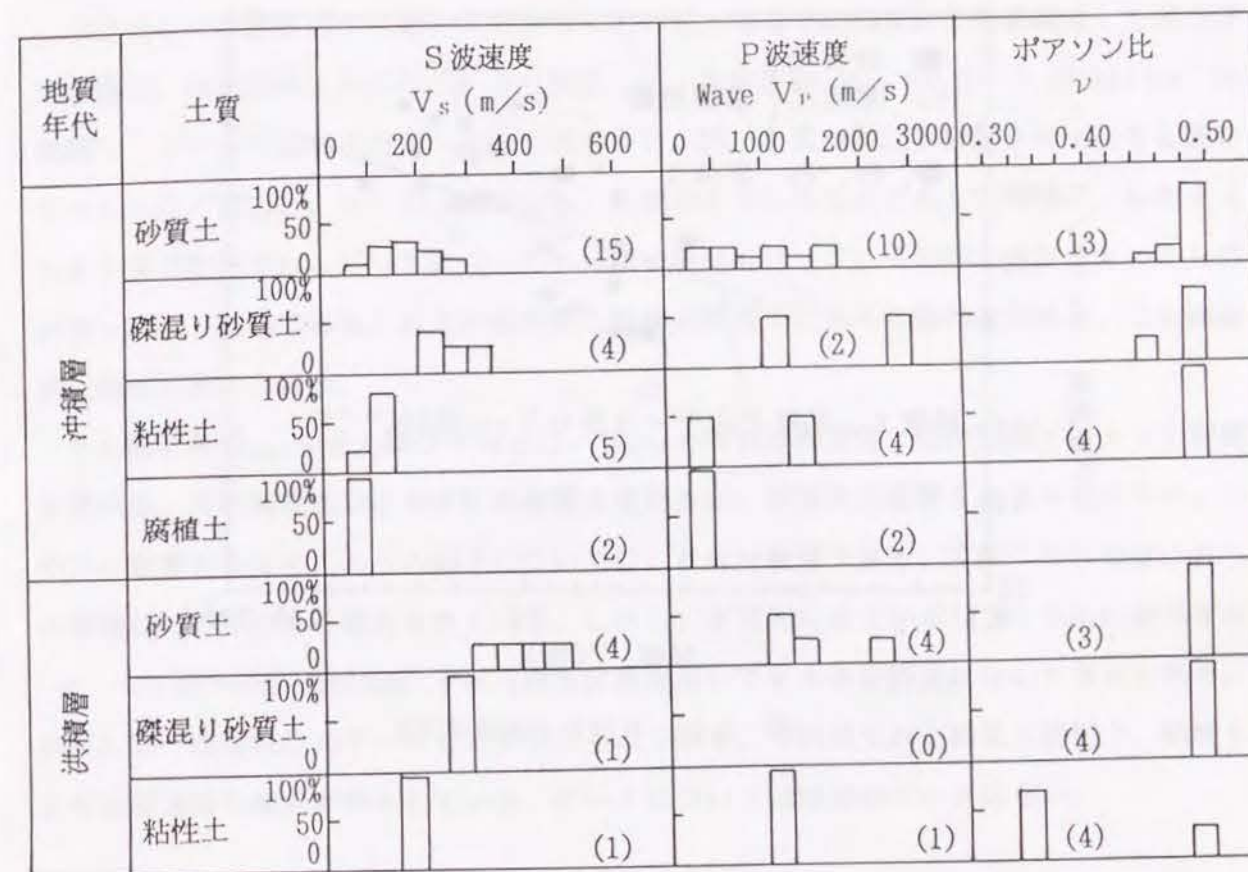


図-3.17 ため池基礎地盤の弾性定数の分布

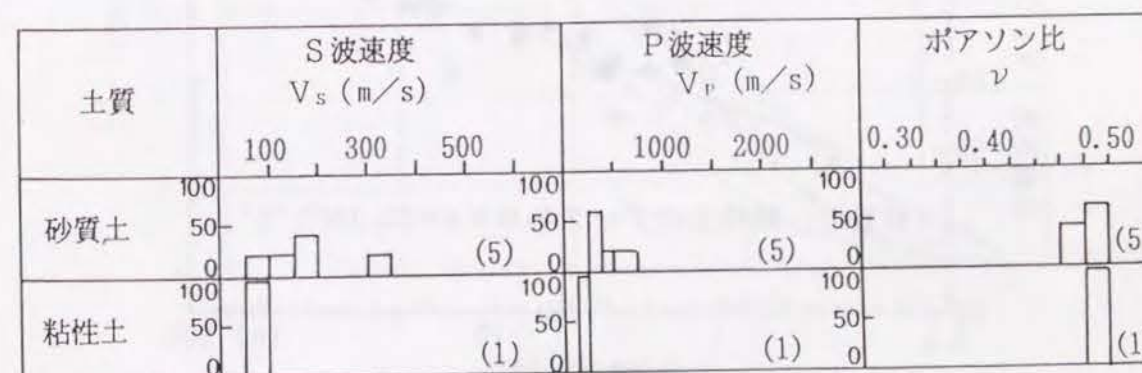


図-3.18 ため池堤体の弾性定数の分布

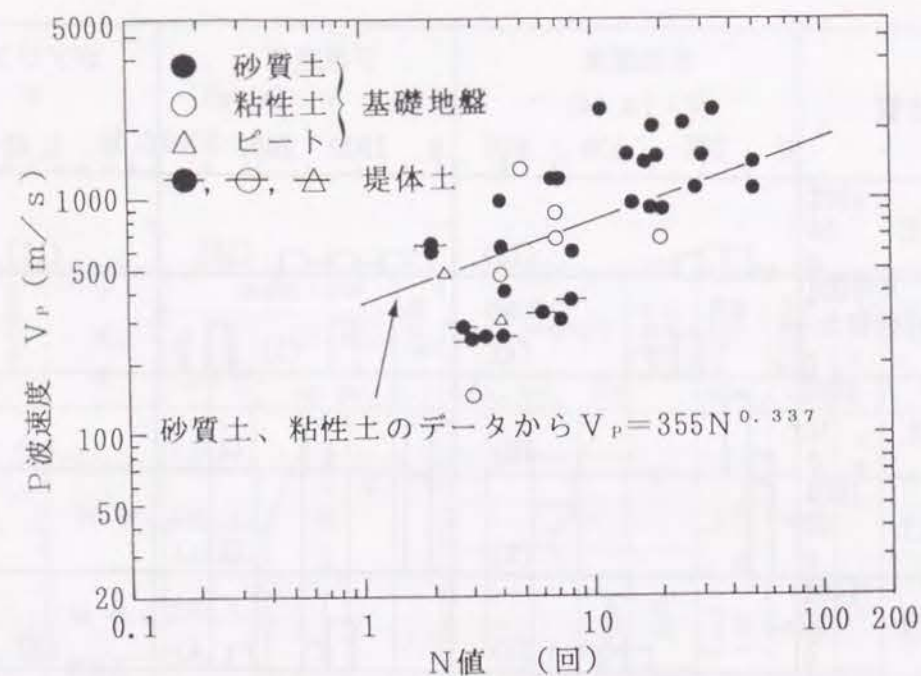


図-3.19 N値とP波速度 V_p

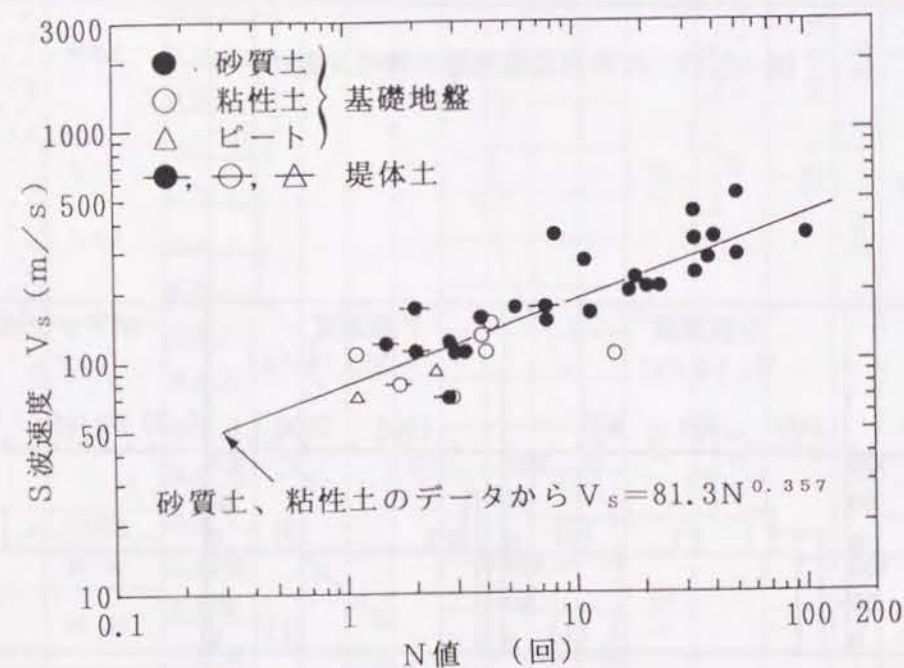


図-3.20 N値とS波速度 V_s

次に、動の変形特性を調べるためにボーリング孔から、サンプリングした試料について、中空ねじり試験を行って動の変形特性を求めた。現地での拘束圧条件を考慮して異方圧密状態で、拘束圧は土かぶり圧により決定した。拘束圧は $\sigma'_c = 0.27 \sim 0.67 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で、土かぶりはおよそ 3～8 m に相当する。図-3.21～3.22 は砂質土の γ (せん断ひずみ) $\sim G/G_{\max}$ 、 $\gamma \sim D$ (減衰比%) の関係を示したものである。同様に、粘性土 (シルト及び粘性土)、PEAT についても同様な整理を行って、平均的な値をまとめたものが図-3.23～3.24 である。以上の結果から動的応答解析に必要な動の変形性が、土の種類別に簡便に求められる。

せん断定数 G_{\max} やせん断ひずみと G/G_{\max} の関係は拘束圧、間隙比などによって影響を受ける。また減衰比 D は拘束圧の影響を受けるが、間隙比の影響をあまり受けない。 G や D に影響を及ぼすこれらの因子については、かなり複雑である。文献⁵⁾や⁶⁾ではこれらの影響について詳しく検討されている。しかし、実用的には土かぶり 3～8 m に相当する $\sigma'_c = 0.27 \sim 0.67 \text{ kgf/cm}^2$ で得られた定数を用いても大きな誤差はないと考えられる。図-3.25～28 は既往のデータをまとめたものである。今回得られた結果と砂質土、粘性土ともほぼ同様な傾向が得られている。PEAT については既存のデータはない。

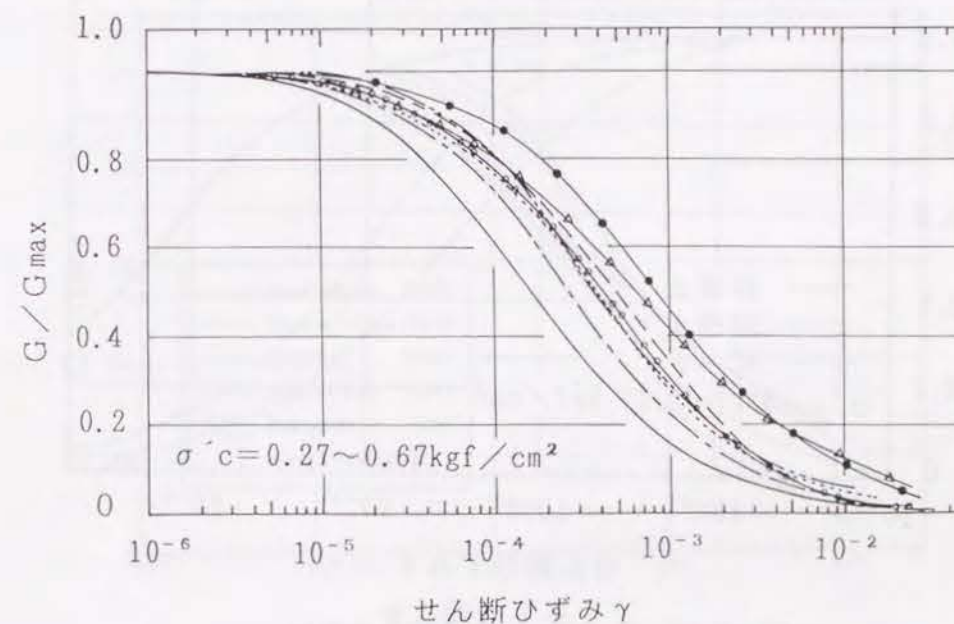


図-3.21 せん断ひずみ γ と G/G_{\max} の関係

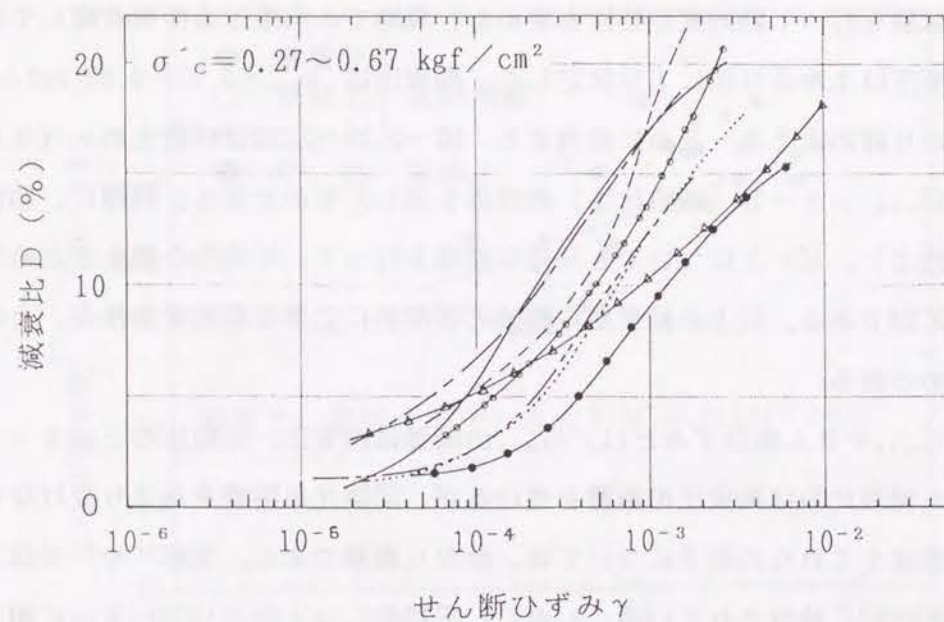


図-3.22 せん断ひずみ γ と減衰比 D (%) の関係

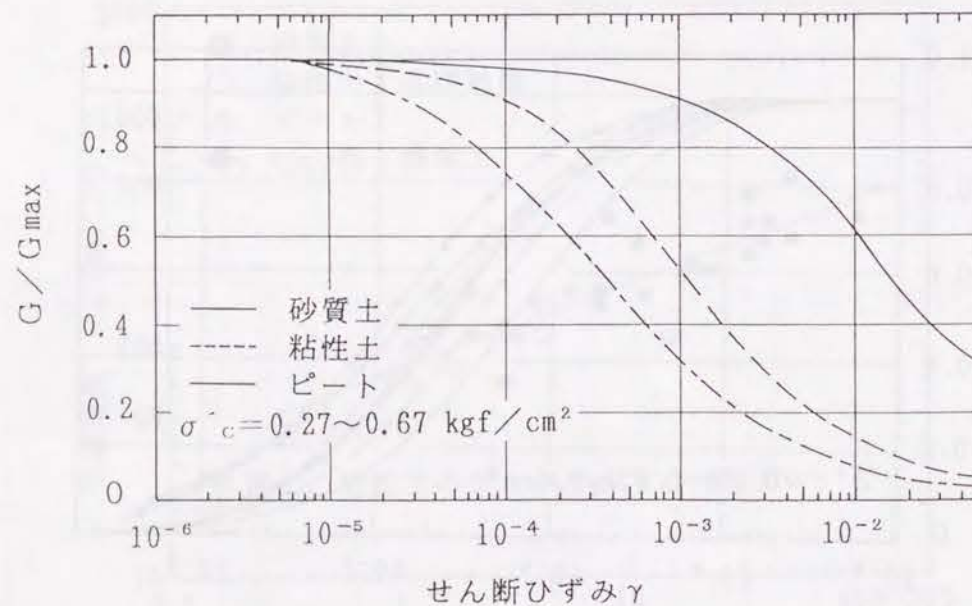


図-3.23 G/G_{max} のひずみ依存性

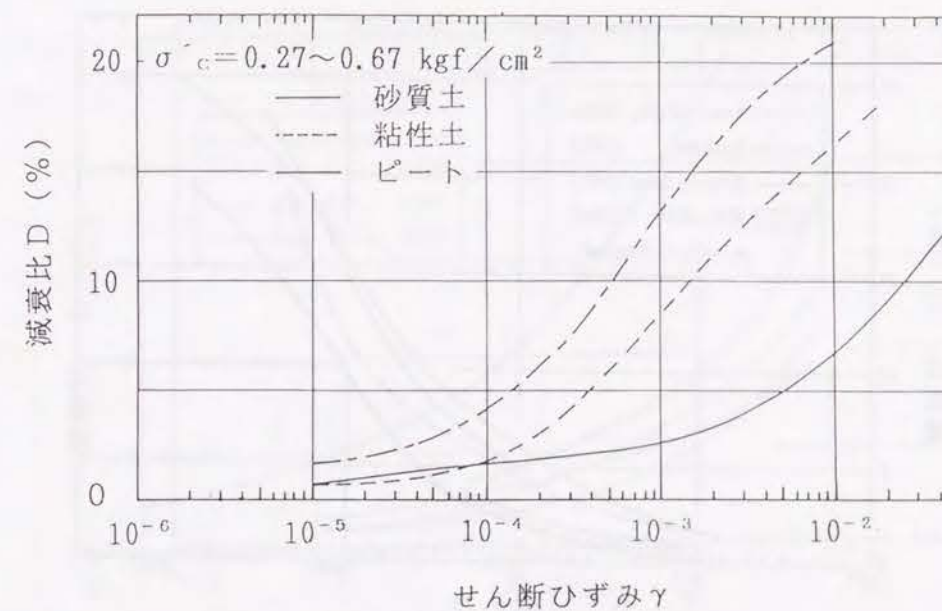


図-3.24 減衰比 D (%) のひずみ依存性

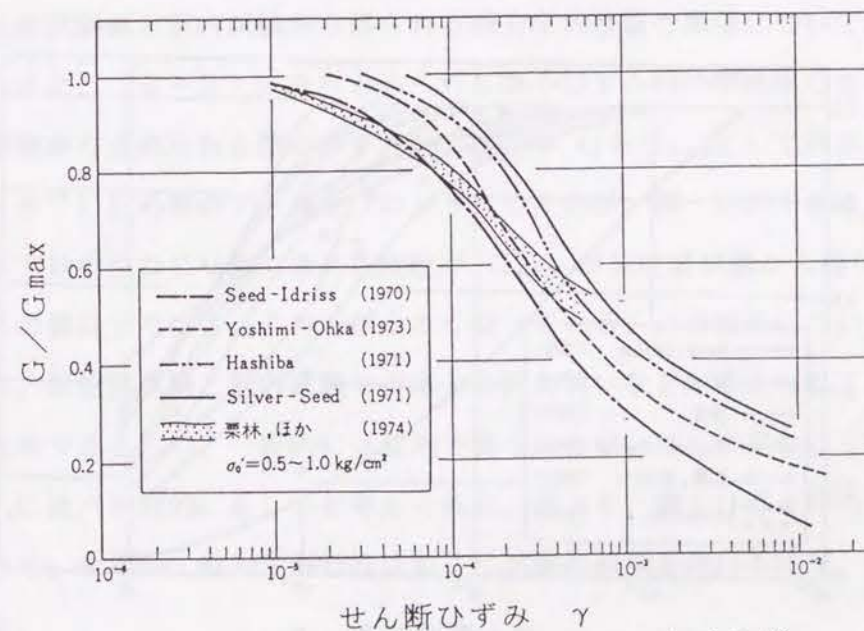


図-3.25 剛性率のひずみ依存性 (砂) 5) のデータ

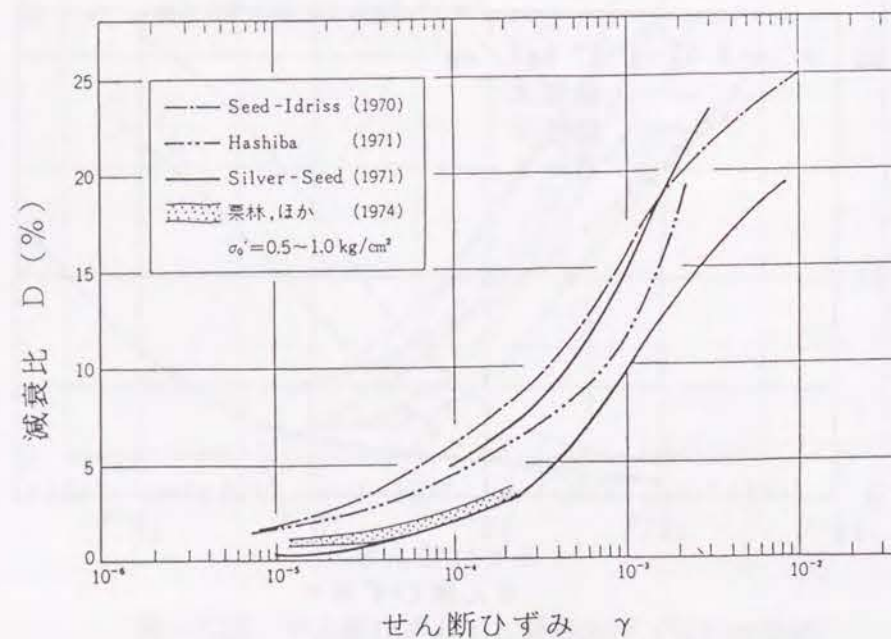


図-3.26 減衰比のひずみ依存性 (砂) 5)のデータに準

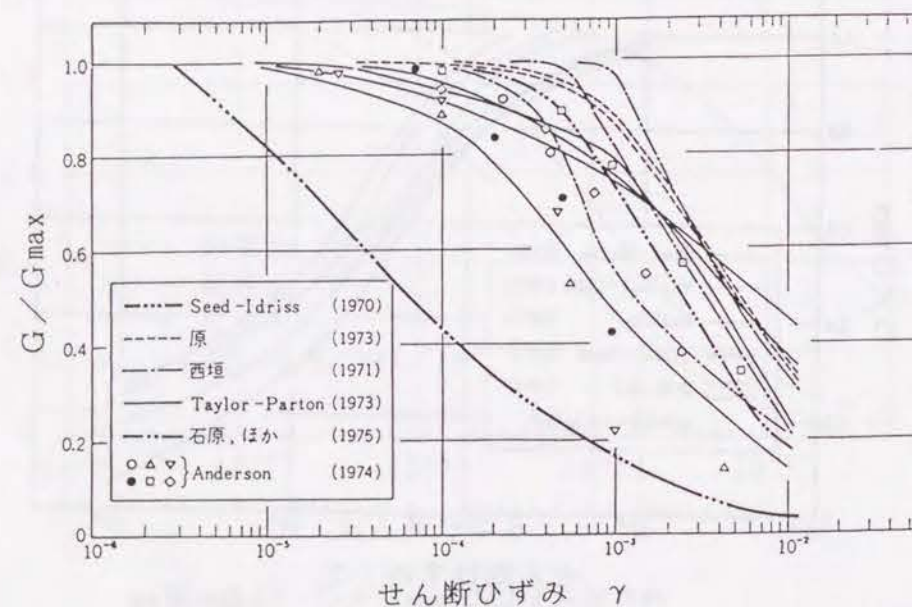


図-3.27 剛性率のひずみ依存性 (粘土) 5)のデータに準

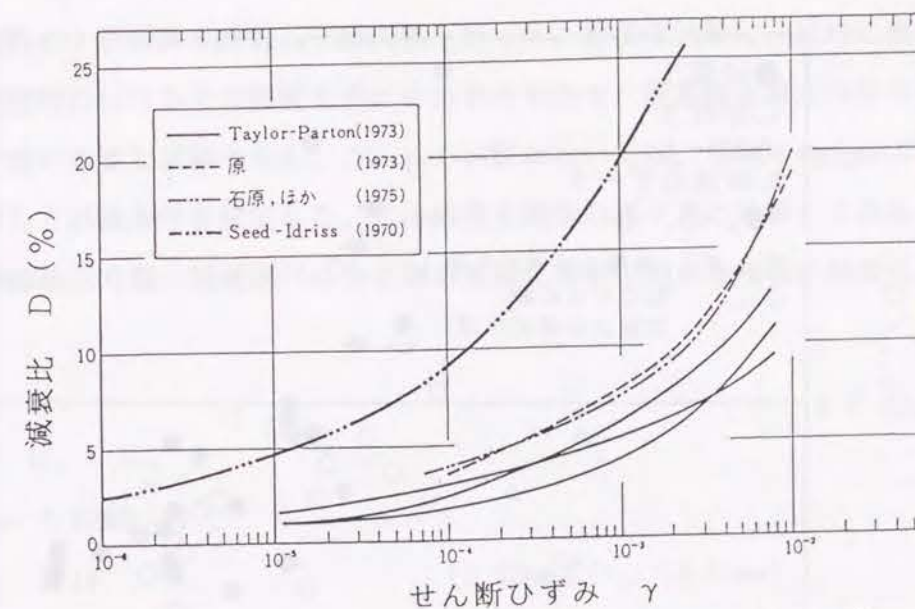


図-3.28 減衰比のひずみ依存性 (粘土) 5)のデータに準

次に原位置試験値と室内試験から得られる動力学的性質の関係について述べる。原位置試験のデータと、(3-2)式から求められる微小ひずみ時の剛性率 G を G_0 とし、中空ねじり断試験から求められる微小ひずみ時の剛性率 G を G_{max} として両者の関係を見た。既存のデータ⁷⁾にため池のデータをプロットししたのが、図-3.29である。 G が500 (kgf/cm²)以下では中空ねじり断で求めた剛性率 G_{max} が原位置試験から得られた G_0 より大きく、この値以上では G_{max} の方が小さくなっている。この傾向についてはサンプリング時の乱れ、原位置試験と室内試験での応力条件の違いなどが考えられている。微小ひずみ時の剛性率であるため、一般的には現地で得られた G_0 が、中空ねじり断試験から得られた G_{max} に比べ相対的に正しいと考えられる。従って、微小ひずみ時の G はPS検層から得られた G_0 を用い、動的変形特性はねじり試験の結果を用いるのが、合理的であると考えられる。

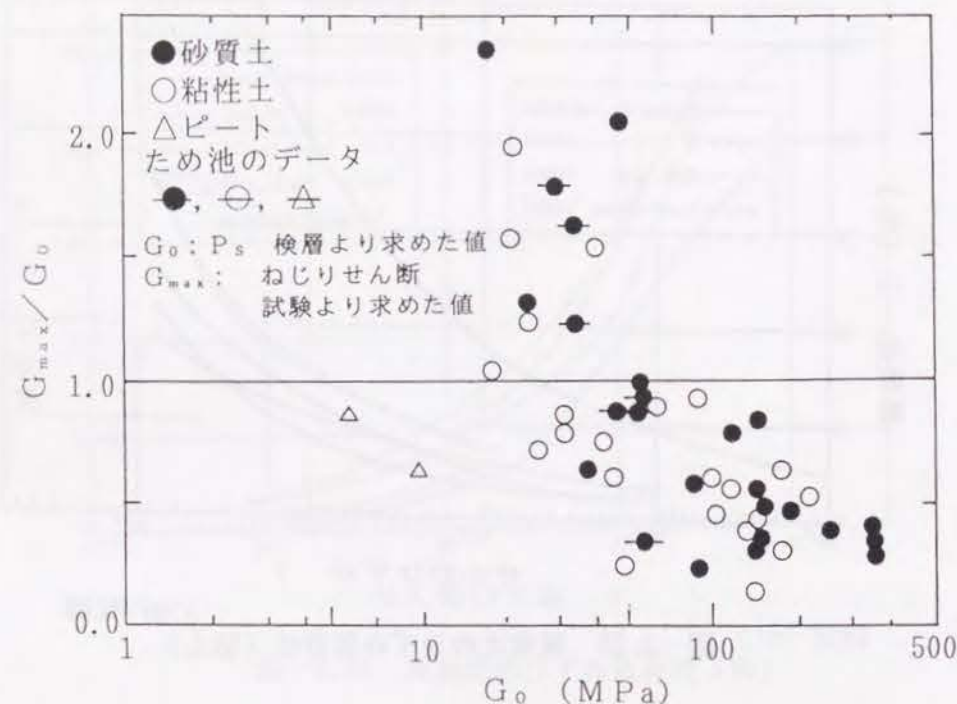


図-3.29 現位置試験とねじり試験から得られる微小ひずみ時の剛性率の比較

3.2.2 液状化強度

土の液状化強度を求めるために、トリプルチューブサンプラーを用いてサンプリングした不攪乱試料による非排水繰返し三軸試験を行った。液状化試験は、試料に繰返し力を与えて、地震時における土の強度を調べるためのもので、耐震性を考えた安全性評価を行うときに、特に重要な試験である。これらの試験においては、現地での土かぶりによる拘束圧を考慮して試験条件を決定した。この結果を既往のデータと比較してみると次のようになる。道路橋示方書・同解説⁸⁾にある簡易液状化解析に用いる液状化強度 R は次の式から求める。

$$\begin{aligned}
 R &= R_1 + R_2 \\
 R_1 &= 0.0042 \cdot D_r^* \\
 R_2 &= 0.19 \quad (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\
 &= 0.225 \cdot \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \quad (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\
 &= -0.05 \quad (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm})
 \end{aligned} \quad (3-3)$$

$$\text{ただし } D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (\text{Mayerhofの提案した相対密度とN値の関係})$$

σ'_v = 有効上載圧 (kgf/cm²)

上式は平均粒径 D_{50} によって細粒分(74 μm 以下)の液状化強度への影響を考慮したものである。簡易液状化解析法の基本データ⁸⁾を図-3.30に示す。実験から得られた、ため池の液状化強度のデータを☆印でプロットしてみると、(3-3)式で求められる液状化強度に比べかなり大きな値になっていることがわかる。図-3.31は図-3.30のデータの平均粒径 D_{50} と細粒分含有率 F_c (%)の関係である。ため池のデータが平均的カーブから大きくずれていることがわかる。言い換えるならば、ため池のデータが、文献⁸⁾で収集しているものに比べ、平均粒径 D_{50} に対し細粒分含有率 F_c が多いということであり、 D_{50} だけでは細粒分の影響を十分加味した液状化抵抗を判定出来ないということになる。

安田らはさらに文献⁸⁾の液状化強度を求めた試料の D_{50} と F_c の平均曲線 (図-3.31 か) から求められる F_c と実際の試料の細粒分含有率 F'_c との差を $\Delta F_c = F'_c - F_c$ とし、細粒分の影響を ΔF_c (%) によって、細粒分が液状化強度に与える影響を考慮した⁹⁾。(3-3)式から求められる液状化強度 R と実験から得られる液状化強度 R' との差を $\Delta R = R' - R$ とし、 ΔR と ΔF_c の関係が図-3.32である。これから ΔR と ΔF_c がおよそ直線関係にあることがわかる。ため池のデータを☆印で示してあり、これらのデータからため池についても ΔR と ΔF_c の関係を従来の結果⁹⁾と同様に

$$\Delta R \approx \Delta F_c (\%) \times 0.015 \quad (3-4)$$

で補正することが出来ることがわかる。以上より修正された液状化強度 R' は

$$R' = R + \Delta R \quad (3-5)$$

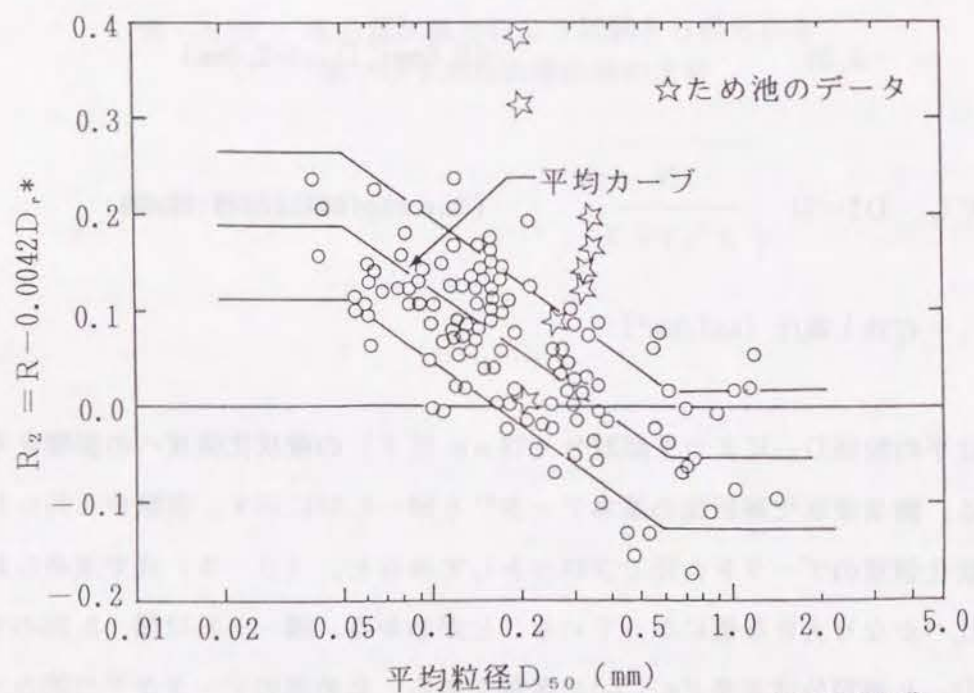


図-3.30 簡易液状化解析法の基本データ

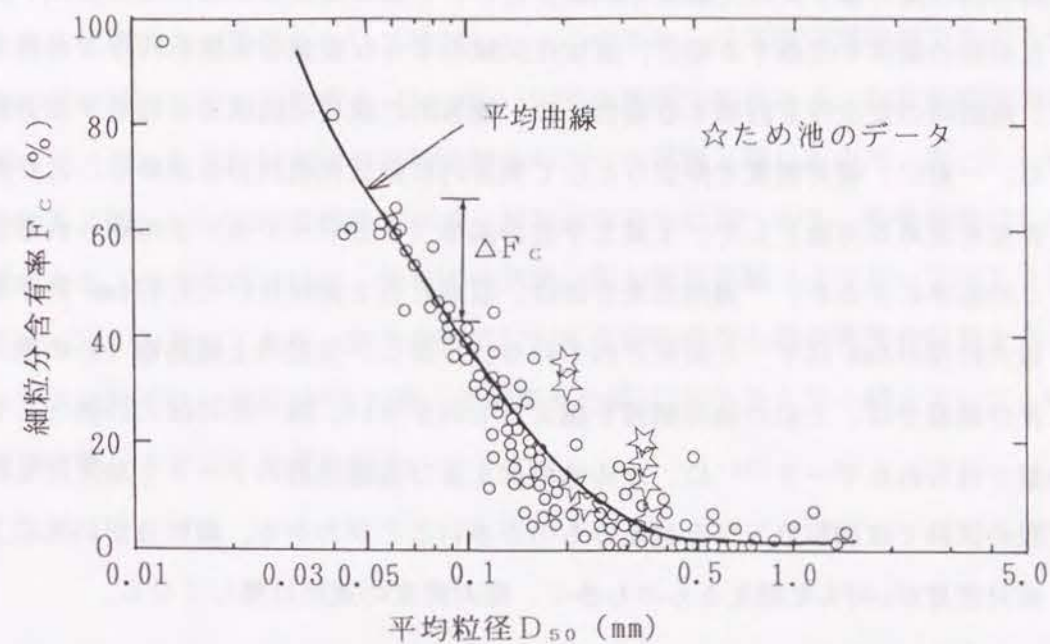


図-3.31 平均粒径 D_{50} と細粒分含有率の関係

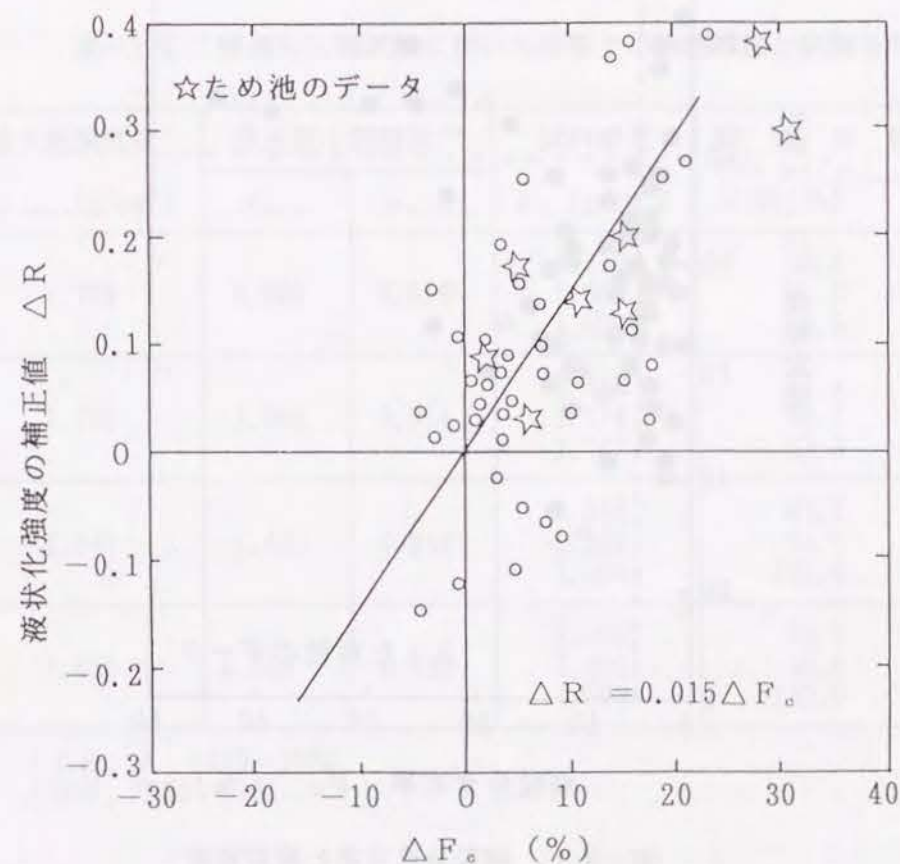


図-3.32 ΔF_c と液状化強度の補正值

次に締め固め度D値を変えて液状化試験を行い、D値と液状化強度の関係を調べた。これは、ため池の堤体を改修する場合、液状化試験のような複雑な実験を行うことはまれであるが、地震時の安全性を評価する場合には、簡易的に液状化抵抗力を推定する方法が必要となる。一般に、相対密度を仲立ちとして簡易的に液状化抵抗力を求めることが出来る。相対密度を求める方法として、土質工学会の基準（J S F-T26）が用いられることが多い。この基準によると、“適用出来る砂は、原則として細粒分（ $<0.074\text{mm}$ ）が5%以下で、最大粒径が2mm以下”と限定されている。しかし、実際の土構造物（ため池、干拓堤防）及び地盤では、上記の適用範囲を越えるものが多い。図-3.33はこの例として、実際の地盤で得られたデータ¹⁰⁾に、ため池堤体土及び基礎地盤のデータを加えたものである。実際の試料では細粒分5%を越えるものが多いことがわかる。細粒分が15%以上になると、相対密度が100%を越えるものも多く、相対密度の適用は難しくなる。

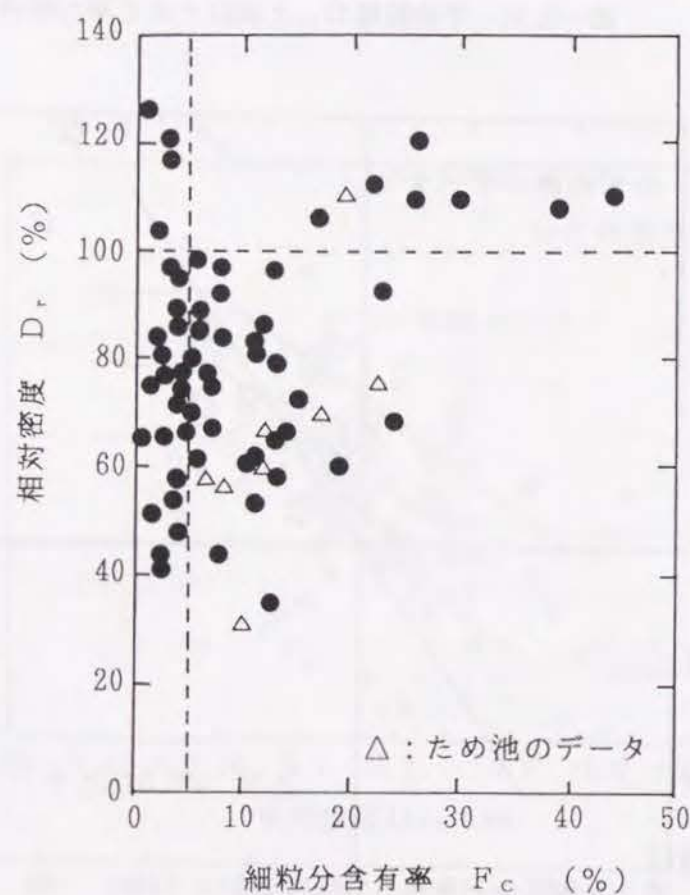


図-3.33 細粒分含有率と相対密度

そこで、細粒分を多く含んだ砂の液状化抵抗を表す指標として締め固め度の基準であるD値と液状化抵抗力の関係について検討した。このため、日本海中部地震で被害を受けたため池の堤体材について、密度を $D=80\sim 100\%$ の範囲で変化させ、液状化抵抗力との関係を調べた。用いた試料は前述の三軸試験を行なった試料と同じもので、表-3.1 にその物理特性を、図-3.9 に粒度曲線を示す。細粒分含有率は10~30%、均等係数は5.4~150の範囲である。この土について、締め固め試験、相対密度試験（J S F-T26）を行った結果を表-3.2 に示してある。各々の密度に対する締め固め度と相対密度の結果を見るとNO. 2, 3の試料ではD値が100%の時、相対密度の値は100%を大きく越えていて、相対密度の適用は難しくなることがわかる。

表-3.2 繰返し三軸試験に用いた砂質土の物理特性と試験条件

試料 番号	最大乾燥密度* $\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	最大最小間隙比**		試料密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	締め固め度 $D = \rho_d / \rho_{dmax} \times 100 (\%)$	相対密度** $D_r (\%)$
		ρ_{max}	ρ_{min}			
1	1.719	0.920	0.510	1.440	83.8	18.8
				1.566	91.1	77.5
				1.693	98.5	85.9
2	1.780	1.098	0.614	1.449	81.4	41.1
				1.574	88.4	72.3
				1.743	97.9	107.4
3	1.547	1.409	0.848	1.348	87.1	85.0
				1.462	94.5	111.9
				1.563	101.0	132.0
4	1.556	1.266	0.762	1.395	89.7	76.0
				1.491	95.8	100.0
				1.593	102.0	122.6

* J I S, A 1210-1980

** J S F, T26-1981

供試体は次のように作成した。モールドに3層に分けて試料を入れ、1.5kgのランマーを落下させ締固めた。落下高、落下回数を変えることにより所定の密度を得た。非排水繰返し三軸試験は、背圧=2.0 kgf/cm²、有効拘束圧 0.5kgf/cm²、B値>0.95で行った。動的载荷は、SIN波、1Hz、応力制御方式により行った。図-3.34はNO.1の試料に対する繰返し回数Nと液状化応力比 θ の関係である。図中の線は、両軸ひずみ振幅 $\varepsilon_{1d}=5\%$ を液状化の判定基準としたものである。NO.2, 3のように細粒分が多くなると、液状化抵抗が小さいにもかかわらず、相対密度が100%を超えることになり、相対密度の概念が適用出来なくなる。そのため、施工管理基準に用いられる締固め基準のD値を液状化抵抗を一般的に表す指標として用いる方が合理的である。全部の試料について繰返し回数20回で液状化する時の応力比と、各密度に対する締固め度の関係をプロットしたものが、図-3.35である。

この結果によると、細粒分を多く含んだ砂質土について液状化応力比とD値の関係が、図-3.35中の実線（最小2乗法によって得られた2次曲線）で表すことが出来る。しかし、この結果を見るとD値=95%で大きな変化があり、これを境として2本の直線で表すことが可能と判断される。

これにより液状化応力比を表す実験式は(3-6)式のようになる。

$$\theta = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right) \quad N_L = 20, \varepsilon_{1d} = 5\% \quad (3-6)$$

$$\left. \begin{aligned} &= 0.0158D - 1.15 \quad (80 < D \leq 95\%) \\ &= 0.0427D - 5.01 \quad (95 < D < 105\%) \end{aligned} \right\}$$

上式を用いることにより、締め固め度に応じた液状化応力比を知ることが出来、改修のさい簡便に液状化抵抗の推定が可能となる。

また、既存ため池でN値が得られないような場合でも(3-6)式から液状化応力比を求めることが出来る。この場合、攪乱試料から得られた結果を自然状態の砂に適用するため、液状化抵抗に与える攪乱やサンプリングの影響が問題になると考えられる。これらについては今だ研究途上であるが、文献¹¹⁾によるとゆるい砂の場合には、これらの影響は少ないと考えられるので、攪乱試料による結果を用いてもよいと考えられる。

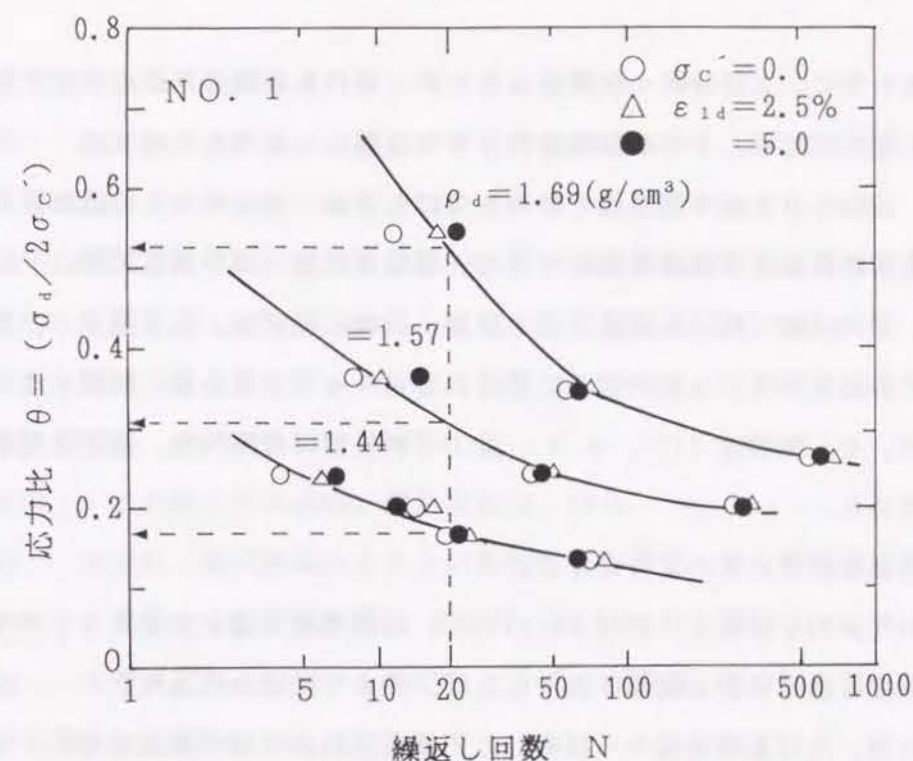


図-3.34 繰返し回数Nと液状化応力比 θ の関係 (NO. 1)

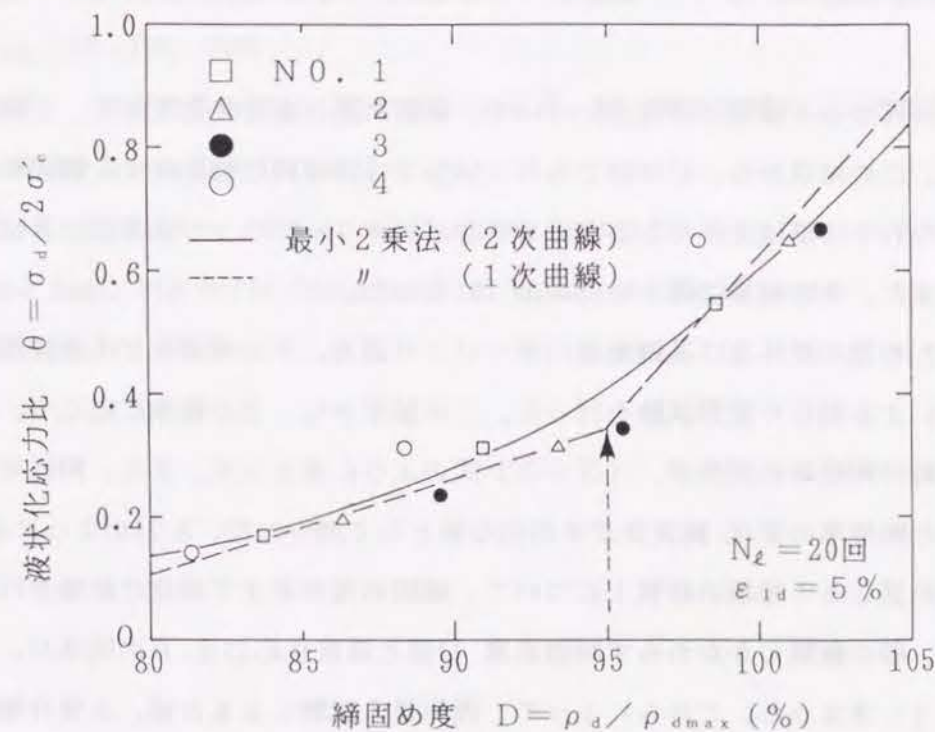


図-3.35 締め固め度D値(%)と液状化応力比 θ の関係

3.3 まとめ

ため池は数も多く、大部分が小規模であるため、既存ため池の地震時の安全性の評価あるいは改修にさいしても、十分な調査を行うことは難しいと考えられる。

このため、1983年日本海中部地震で被害を受けた青森・秋田県のため池26箇所及び無被害ため池8箇所の堤体及び基礎地盤について、原位置試験（標準貫入試験、PS検層、密度検層等）、室内試験（締固め試験、透水試験、三軸圧縮試験、及び繰返し三軸試験）を行なった。この結果から、比較的容易に得られるデータ（土質分類、締固め度、N値）から、透水特性、せん断強度（ C' , ϕ' ）、動力学的性質（変形特性、液状化強度）を推定する関係を求めた。

得られた主要な結果は次のようになる。

- ① ため池の代表的な砂質土、粘性土について、締固め度D値を変化させて透水試験を行い、締固め度と透水係数の関係が図-3.3, 3.7のように求められた。
- ② 既存ため池、及び基礎地盤から採取した不攪乱試料の三軸試験結果から、N値が5以下の土では平均的な値として砂質土で $C'=0.05$ (kgf/cm²), $\phi'=33^\circ$ 、粘性土では $C'=0.15$ (kgf/cm²), $\phi'=30^\circ$ 、ピートでは $C'=0.4$ (kgf/cm²), $\phi'=22^\circ$ が得られた。
- ③ 粒度の異なる4種類の砂質土について、締固め度D値を変化させて、三軸圧縮試験を行った。この結果から、どの砂でもD=80%ではほぼ同じ値を示す。締固め度が大きくなるにつれその差は大きくなるが、SPなどのクリーンサンドとSC、SMなどの砂で大別出来た。その結果は図-3.13のようになった。
- ④ 既存ため池の堤体及び基礎地盤のボーリング調査、PS検層などの原位置試験、不攪乱試料によるねじり変形試験を行った。この結果から、土の種類に応じて、N値と微小ひずみ時の剛性率の関係が、(3-2)式のように求まった。また、剛性率及びひずみに応じた剛性率の変化、減衰比が平均的な値として図-3.23, 3.24のように求められた。
- ⑤ 粒度の異なる4種類の砂質土について、締固め度を変えて液状化試験を行った。これにより、砂の種類にかかわらず締固め度D値と液状化応力比 θ の関係が、(3-6)式のように求まった。これらによって、標準貫入試験によるN値、土質分類締固め度のデータがあれば、既存ため池の安全性の評価及び改修時の設計に必要な土質定数を容易に推定することが可能になった。

参考文献

- 1) 建設産業調査会： 軟弱地盤ハンドブック, pp.111, 1981
- 2) 谷 茂： 締め固め度の違いによる砂質土の強度について、第38回農業土木学会関東支部大会講演要旨集, pp.10~11, 1987
- 3) 谷 茂・山下恒雄： 堤体材料の力学的性質の評価法、農林水産省技術会議研究成果, NO.270 (農業用フィルダムの安全性向上技術の開発), pp.41~48, 1988
- 4) 谷 茂： 細粒分を含む砂質土の液状化抵抗力について、昭和62年度農業土木学会大会講演会要旨集, pp.354~355, 1987
- 5) 石原研而： 土質動力学の基礎、鹿島出版会, 1976
- 6) 谷 茂： 共振法三軸試験機による土の動的性質の研究—せん断弾性定数及び減衰比の求め方—、農業土木試験場技報, 第22号, pp.13~40, 1981
- 7) 安田進： 不攪乱試料の動的せん断定数とひずみの関係、第17回土質工学研究発表会講演要旨集, pp.1593~1594, 1982
- 8) 日本道路協会編： 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編), 1977
- 9) 安田進： 液状化簡易予測式に与える粒度分布の影響、第38回土木学会学術講演会要旨集, pp.377~378, 1983
- 10) 平間邦興： 相対密度の適応に関する2.3の私見、砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム, pp.53~56, 1981
- 11) S.TANI, M.YASUNAKA: Effect of Sampling Method on Liquefaction Resistance of Loose Sand, 9th World Conference on Earthquake Engineering, pp.219~224(II), 1988

第4章 ため池の地震時安全性の評価法

本章では、第2章、3章で得た知見、データをもとに、ため池の地震時安全性の評価方法について述べる。安全性の評価方法として(1) 堤体・基礎地盤の土質情報による簡易耐震判断法、及び(2) 過剰間隙水圧を考慮したすべり解析方法を提案した。この方法を日本海中部地震での被害・無被害の事例に適用し、その妥当性について検討した。以下にその方法について述べる。

4.1 堤体および基礎地盤の土質情報による簡易耐震判断法

2章で述べたように、過去に生じた地震被害の調査から、堤体土及び基礎地盤の性質が被害と大きな関連をもっていることがわかった。この調査では、堤体及び基礎地盤の土質特性と被害の関係が、2章 2.2で述べたように表-2.9,16のようになった。この結果から、砂質土で出来た堤体、基礎地盤のため池に被害が多いことがわかった。

さらに堤体・基礎地盤の性質が、被害に及ぼす影響を詳しく調べるために、日本海中部地震で被害が生じた青森・秋田県において、被害及び無被害ため池のボーリング調査を行った。表-4.1 に調査を行ったため池の主な被害状況を、表-4.2 にボーリング結果を示す。なお、表に示すようにボーリング調査を行なったため池は19箇所と統計的には不十分な標本数と考えられる。しかし、ため池のような小規模土構造物では地震被害に関連して、ボーリング調査が行なわれる事はまれであるため、本方法では各ため池に対し精度の高い調査を行なっていくという方法で、標本数の少ない点を補なっていた。

既往の地震被害の調査¹⁾でも、地盤の良否が家屋の被害率や干拓堤防の沈下量に大きな影響を及ぼすことがわかっている。そこで、新耐震設計法(案)²⁾で示されている地盤の特性値 T_G を用いて、ため池の被害(沈下量)と地盤の性質の関係をみる。 T_G は(4-1)式で示されているもので、地盤が軟弱で深い時ほど大きな値となるので、地盤の良否を表す指標と考えてよい。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s,i}} \quad (4-1)$$

ここに T_0 : 地盤の特性値 (s)、 H_i : i 番目の地層の厚さ (m)、 V_{si} : i 番目の平均せん断弾性速度 (m/s) で各ため池の PS 検層及び密度検層の結果から求めた。

表-4.1, 4.2 の調査結果から、地盤の特性値 (T_0) と天端の最大沈下量の関係が図-4.1, 4.2 のように得られた。堤体と基礎地盤の組合せによって、図-4.3中の凡例のようにタイプⅠ～Ⅳに分類した。基礎地盤の土質の分類では、堤体直下数mの地盤に注目し砂質土が卓越している場合には砂質地盤、粘性土が卓越している場合には粘性土地盤とした。図-4.1 中のタイプⅡのデータが少ないにしても、図-4.1, 4.3のデータを総合すると、堤体または基礎地盤が砂質土のものが特に大きな沈下を示していることがわかる。図-4.3 は日本海中部地震で沈下量のはっきりした事例について、堤体・基礎地盤の土質別に沈下量をプロットしたものである。タイプⅠとⅡでは最大沈下量の上限値は 160cm、タイプⅢでは110cm、タイプⅣでは 60cm程度の値を示している。データ数が十分とは言えないが、タイプⅠとⅡの最大沈下量がタイプⅢと比べ大きいことから、基礎地盤が砂質土の場合に特に大きな沈下の可能性があることを示している。このデータについては、一部のため池のボーリングデータしかないため、 T_0 と沈下量の関係は求められないが、図-4.1, 4.2の結果と合わせて図-4.4 の関係を推定することが出来る。なお、図-4.4 中の地盤種別は文献²⁾によるものである。この図は、堤体・基礎地盤の種別と天端の最大沈下量の上限値の関係を示したものと考えることが出来る。

堤体基礎地盤が粘性土の場合のⅢ、Ⅳ型では最大沈下量は60cm 程度であり、 T_0 がある値をこえると沈下量は一定となる。これに対し、基礎地盤が砂質土であるⅠ、Ⅱ型の場合には、 T_0 が大きくなるにつれて沈下量は大きくなるが、 $T_0 = 0.6$ 程度となると沈下量の増加はほとんどなくなる。砂質土の場合の沈下量は、液状化による体積収縮、せん断変形などによる沈下が合さったものとなる。これに対し、粘性土の場合の沈下は、液状化のように急速で大きな沈下は生じないが、振動によって生じた過剰間隙水圧が圧密時に逸散することにより、漸次沈下が生じると考えられる。

この関係から、 $T_0 < 0.4$ のⅠ、Ⅱ種地盤の場合でも基礎地盤が砂質土の場合には最大で 1.6 m程度の大きな沈下量を生じる可能性があることがわかる。一方、堤体・基礎地盤が粘性土の場合には、最大沈下量は60cm程度であり、小～中程度の被害にとどまっている。

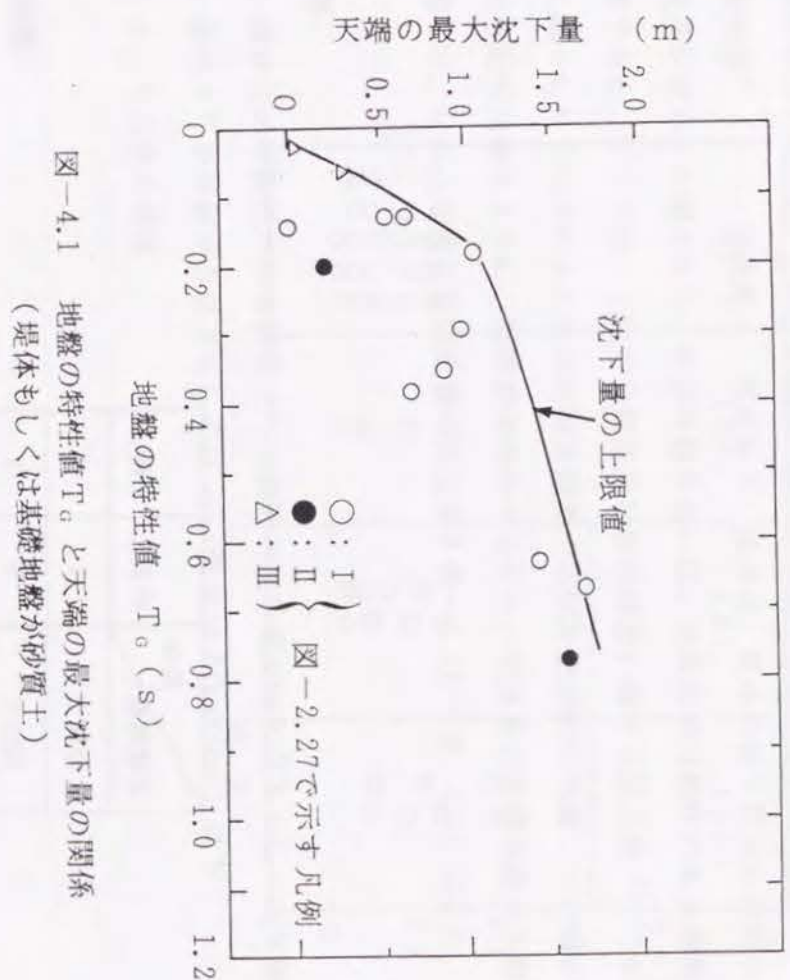
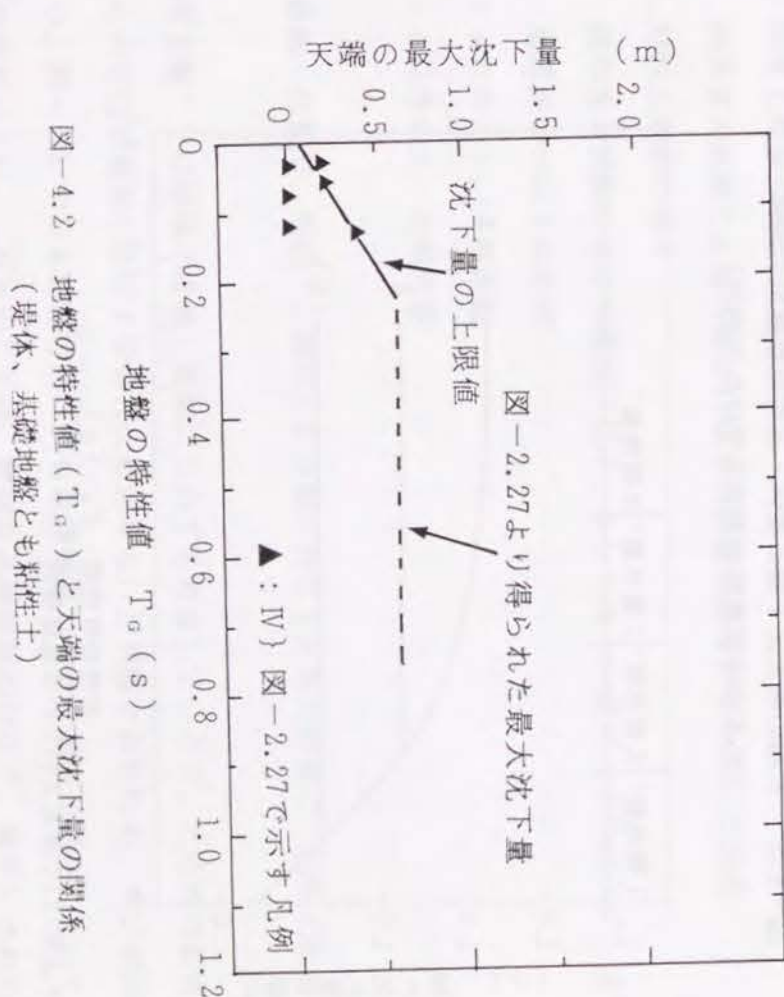
表-4.1 調査したため池の諸元と被害状況 (ボーリング調査を行ったもの)

NO.	ため池名	所在地	堤高	堤頂長	被災時水位 (天端より、m)	主な被害状況 (天端沈下は最大値)
1	勘助沼	青・木造町	5.4	202	1.5	天端沈下 (1.0~1.5m)
2	鶴の木(1号)	秋・若美町	5.0	70	2.0	堤体中央部決壊
3	八郎湯 (堤防)	秋・八郎湯	3.6		3.1	天端沈下 (1.0~1.5m)
4	一の沢	秋・能代市	5.5	62	1.3	堤体中央部決壊
5	カスベ	青・車力村	2.5	200	>1.5 (不明)	天端沈下 (1.5m)、天端のクラック、取水施設の破損
6	上の頭	秋・若美町	7.0	110	1.0	天端沈下 (60cm)、下流斜面滑落、上流斜面に堤軸方向のクラック
7	泉沢	秋・琴丘町	11.5	126	4.0	天端沈下 (25cm)、上流斜面のすべり
8	竹の林	秋・琴丘町	4.3	42	1.6	天端沈下 (30~80cm)、上流斜面のすべり
9	狭間田	秋・男鹿市	7.0	210	4.0	天端沈下 (60cm)、天端に堤軸方向のクラック
10	山中	青・三沢市	4.0	110	2.0	天端沈下 (30cm)、上流法面で極所的な崩壊
11	小戸六	青・車力町	7.0	269	2.0	天端沈下 (40cm)、天端及び上流斜面に堤軸方向のクラック
12	大沼	青・市浦村	6.2	290	2.0	天端沈下 (10~20cm)、天端及び下流斜面に堤軸方向のクラック
13	仕丹	秋・琴丘町	5.5	250	1.5	天端沈下 (10cm)、天端に堤軸方向のクラック
14	上杉3号	秋・相川町	8.3	196	1.8	天端沈下 (20cm)、天端及び上流斜面に堤軸方向のクラック
15	下杉2号	秋・相川町	4.5	125	1.5	天端沈下 (30cm)、上流斜面に堤軸方向のクラック
16	堂の下	秋・琴丘町	8.5	62	2.0	無被害
17	高石野	秋・琴丘町	9.4	92	5.6	無被害
18	堤沢	秋・琴丘町	4.7	59	0.5	無被害
19	糠井	青・三沢市	4.0	180	2.0	無被害
20						

表-4.2 ため池の堤体及び基礎地盤の土質特性と被害の関係

N O .		堤 体			基 礎 地 盤				耐 震 判 断 (堤体及び基礎 地盤の種別)	実 際 的 被 害 程 度 ***	被 害 と の 相 関 ***
		土 質 *	平均 N 値	堤体種別 (a, b, c)	土 質 *	支持地盤の深度 (m) (N ≥ 50)	地 盤 種 別				
							(a, b, c)	1 ~ 4 種			
1 .	勘助	S P - S M	2	a	S P - S M , P ₁ 互層	23	a	4	大 (a - a)	大	○
2 .	鶴の木1号	S C	3	a	S C	8	a	2	大 (a - a)	大	○
3 .	八郎潟 堤防	S P	3	a	S P	16	a	3	大 (a - a)	大	○
4 .	一の沢	M H	2	b	S M、M H	25	a	4	大 (b - a)	大	○
5 .	カスベ	S C	3	a	S C	>10	a	3	大 (a - a)	大	○
6 .	上の頭	S M	3	a	S M	(6)	c	2	中 (a - c)	中	○
7 .	泉沢	S C	3	a	泥岩	2	c	1	中 (a - c)	中	○
8 .	竹の林	S P	2	a	S M、G C	6	a	2	大 (a - a)	中	△
9 .	狭間田	S M	5	a	S C	>5	a	2	大 (a - a)	中	△
10.	山中	S C	7	a	S C	16	a	4	大 (a - a)	小	△
11.	小戸六	M L	3	b	M L	9	c	2	小 (b - c)	小	○
12.	大沼	M H	3	b	S C	7	c	2	小 (b - c)	小	○
13.	牡丹	M L	10	c	シルト岩	0	c	1	小 (c - c)	小	○
14.	上杉3号	M H、O L	3	b	G C	0	c	1	小 (b - c)	小	○
15.	下杉2号	M H	3	b	G C	0	c	1	小 (b - c)	小	○
16.	堂の下	S P (上部1 m), M H	5	c	G C	8	c	2	無 (c - c)	無被害	○
17.	高石野	S M (上部1 m), G C	5	c	G C	4	c	1	無 (c - c)	無被害	○
18.	堤沢	S C	2	a	泥岩	1	c	1	中 (a - c)	無被害	×
19.	練井	S C	8	a	S C	9	c	2	中 (a - c)	無被害	×
20.											

*土質統一分類による
 **被害大:天端沈下1.0m以上
 中:天端沈下0.5m~1.0mもしくは斜面のすべりが認められるもの
 小:天端沈下0.5m以下もしくはクラック程度
 ***○:実際の被害と耐震判断が一致するもの
 △:実際の被害と耐震判断がほぼ一致するもの(1ランク異なる場合)
 ×:実際の被害と耐震判断が一致しないもの



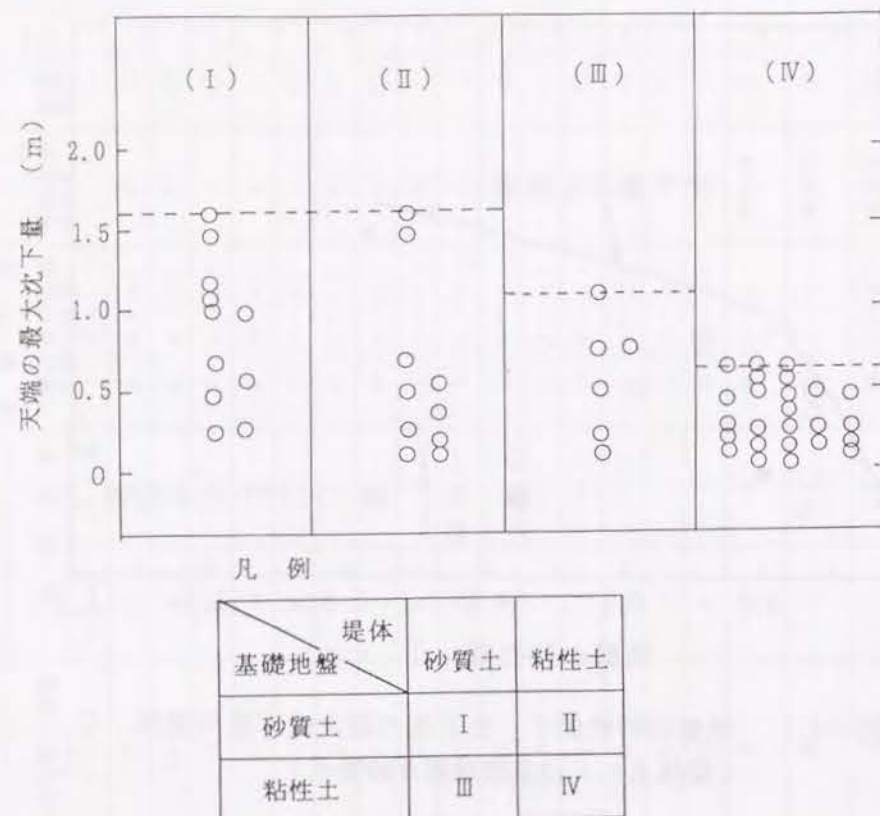
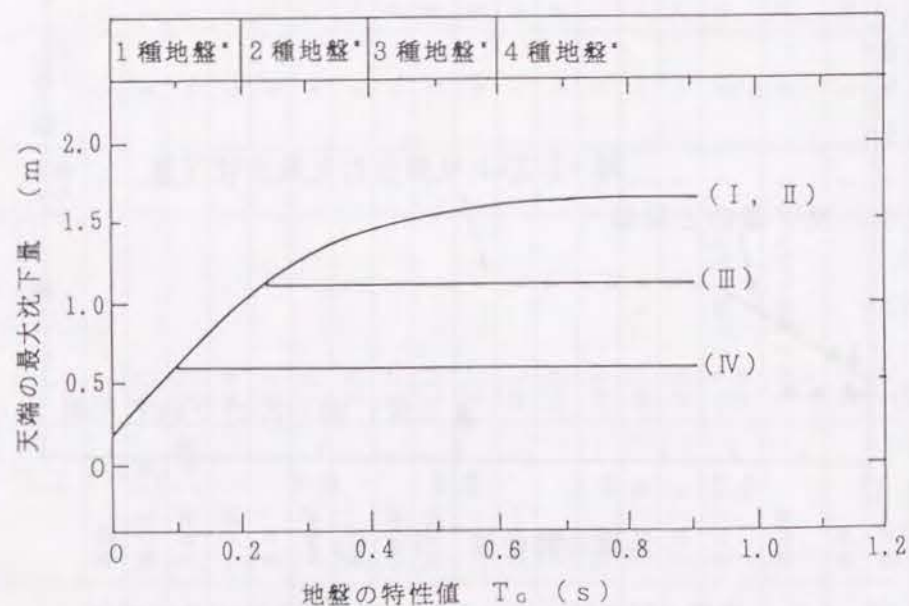


図-4.3 天端の最大沈下量と堤体・基礎地盤種別の関係
(日本海中部地震で被害を受けたため池)



*文献 2)で規定されている地盤種別

図-4.4 地盤の特性値 (T_g) と天端の最大沈下量の上限値の関係

基礎地盤の分類には、「新耐震設計法²⁾ (1~4種地盤)」、「河川、海岸構造物の耐震性調査要項³⁾ (a~c種地盤)」等がある。後者は、堤体の直下数mの地盤の性質が耐震性に関連が深いとの観点から、軟弱地盤あるいは、液状化の可能性のある砂地盤に注目した分類である。ここでは、上記の分類法及び軟弱地盤に関する諸基準⁴⁾ ⁷⁾を参考にし、さらに図-4.4で示されるため池の被害調査の結果を総合的に考慮して、被害事例と無被害事例を説明出来るように、耐震性を検討するための堤体及び基礎地盤の分類を次のように定義した。なお、参考に軟弱地盤の諸基準を表-4.3から表-4.8に示した。

堤体部

- a: 液状化の可能性のある砂質土* で締固め度D値が90%以下もしくはN値が10以下
- b: 粘性土* でN値が3以下もしくは q_u 値が $0.6(\text{kgf/cm}^2)$ 以下
- c: a, b以外の堤体

基礎地盤

- a: 液状化の可能性のある砂地盤もしくは極軟弱な粘土地盤
 - 1. 砂質土地盤の場合
標準貫入試験によるN値が10以下の地盤で層厚が2m以上の地盤
 - 2. 粘性土地盤の場合
標準貫入試験によるN値が3以下、もしくは q_u 値が $0.6(\text{kgf/cm}^2)$ 以下の地盤で層厚が2m以上の地盤
- b: a以外の3, 4種地盤
- c: a以外の1, 2種地盤

*土質統一分類で、粗粒土、細粒土に分類される土を各々砂質土、粘性土とする。

参考文献³⁾では堤体の堤高・堤幅についても考慮しているが、ため池の被害調査から、これらの要因が被害に及ぼす影響は比較的少ないと判断されるため、判定要因には入れていない。表-4.2からa種に分類される基礎地盤で大きな被害が発生していて、c種地盤では被害が小さい。これらのことは、軟弱な基礎地盤の存在が、被害にきわめて関連の深いことを示している。

表-4.3 粘土のコンシステンシーと試料採取用スプーンの打撃回数Nと一軸圧縮強さとの関係⁴⁾

コンシステンシー	非常に軟らかい	軟らかい	普通の	硬い	非常に硬い	団結した
N	< 2	2 ~ 4	4 ~ 8	8 ~ 15	15 ~ 30	> 30
q_u (t/ft ²)	< 0.25	0.25 ~ 0.50	0.50 ~ 1.00	1.00 ~ 2.00	2.00 ~ 4.00	> 4.00

(注) t/ft² \approx kg/cm²

表-4.4 標準貫入試験の結果から判定した砂の相対密度⁴⁾

打撃回数 N	相対密度
0 ~ 4	非常にゆるい
4 ~ 10	ゆるい
10 ~ 30	普通の
30 ~ 50	密な
50以上	非常に密な

表-4.5 河川砂防における軟弱地盤
(第15章2.3.2軟弱地盤の判定)⁶⁾

<p>本調査(第1次)の結果が次のいずれかに該当する地盤に対しては、軟弱地盤調査を実施するものとする。</p> <p>1. 粘土地盤の場合</p> <p>(1) 標準貫入試験によるN値が3以下の地盤</p> <p>(2) オランダ式二重管コーン貫入値が3 kg/cm²以下の地盤</p> <p>(3) スウェーデン式サウンディング試験において100kg以下の荷重で沈下する地盤</p> <p>(4) 一軸圧縮強さq_uが0.6kg/cm²以下の地盤</p> <p>(5) 自然含水比が40%以上の沖積粘土の地盤</p> <p>2. 有機質土の地盤の場合</p> <p>3. 砂地盤の場合</p> <p>(1) 標準貫入試験によるN値が10以下の地盤</p> <p>(2) 粒径のそろった細砂の地盤</p>

表-4.6 軟弱地盤の定義(農道設計基準)⁵⁾
細粒土の自然含水比による区分(道路土工指針)

自然含水比(%)	一軸圧縮強さ(kg/cm ²)	適用土	盛土の安定及び沈下
40以下	0.6以上	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土(火山灰土を除く)	沈下、安定について、殆んど問題ない。
40~70	0.6~0.4	一般の沖積粘土	沈下について検討を要する。盛土高が高くなると安定性が問題となる。
70~100	0.4以下	比較的浅い位置にある沖積粘土(有機物を混入している場合が多い)	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100~300	0.4以下	有機物の多い沖積粘土	安定対策には十分な検討が必要、全沈下量、残留沈下量とも大きい。
300以上	0.3以下	有機質土	安定対策には十分な検討が必要、全沈下量、残留沈下量とも極めて大きい。

(注) 一次堆積の火山灰土(関東ローム)は自然含水比が100%前後であるが、一軸圧縮強さは0.6kg/cm²以上あり、沈下安定については、殆ど問題はない。しかし、二次堆積の火山土については上表に従う。

表-4.7 軟弱地盤の定義(農道設計基準)⁵⁾
N値及びコーン指数による軟弱地盤の判定

標準貫入試験	コーン指数	判定
N > 4	q_u (kg/cm ²) > 4	軟弱地盤としての問題はない。
4 > N > 2	4 > q_u > 2	一般に滑り破壊の恐れはない。軟弱層の厚い場合には沈下に対し一応の調査を要する。
N < 2	q_u < 2	滑り破壊と沈下に対し十分な調査が必要である。

表-4.8 鉄道における盛土支持地盤と軟弱地盤
(第3章第4条、表-1-14-1 盛土支持地盤条件)⁷⁾

区 分	細 区 分	盛土支持地盤として必要な条件
岩 盤		無 条 件
土 層	洪 積 層	礫粒土、砂粒土、細粒土
		無 条 件
	沖 積 層	火山灰質粘性土
		N値が3以上
		礫 粒 土
	砂 粒 土	無 条 件
		N値が10以下の地震時に流動化するおそれのある層がないこと。
	細 粒 土	N > 4 無条件 4 ≥ N ≥ 2 厚さ3 m以下であること。 2 > N 厚さ2 m以下で、安定を確認すること。

注) 表中「厚さ」とは当該土質の全層厚をいう。

[解説]

①沖積層細粒土地盤における盛土の安定と沈下

これまで軟弱地盤と呼ばれて盛土の建設時や使用開始後などに基底破壊や沈下を生じて問題となったものは大部分が、この沖積層細粒土地盤である。一般に鉄道や道路において、軟強地盤として取扱われて来たのは、N値4 ($C=2\sim4\text{ t/m}^2$) [$C=19.6\sim39.2\text{ kN/m}^2$] 未満であった。盛土の安定(基底破壊)についての試査によればN値4以上であれば盛土の安定はおおむね保たれると考えられる。またN値4未満であっても、軟弱層の厚さが薄ければ安定は保たれる。(解説表1.14.2参照) また、沈下の問題については、東海道新幹線の盛土沈下実態調査結果によれば、N値が2未満では2 m以下、N値が2～4では、3 m以下の層厚までは、また、N値が5以上であれば、問題となる沈下を生じていない。(解説表1.14.1参照) との結論から表1.14.1の様な条件を設定した。

②ゆるい砂地盤における地震時の流動化について

流動化の判定については、「現地盤面より深さ10 mより浅いところにある飽和砂質土層は、現位置における標準貫入試験のN値が10以下、均等係数が6以下で、かつ粒径加積曲線のD₂₀が0.04～0.5 mmの区間にあるときに流動化する」という国鉄の「建造物設計標準(基礎、坑土圧編昭和49年)」に示された基準に基づく事とした。この基準は「道路橋耐震設計指針(昭和47年)」と同様であり、主としてコンクリート構造物などの基礎の設計に対するもので盛土支持地盤のように幅の広い上載荷重によって押えられる場合には厳しすぎるとの考えもある。

しかし、新潟地震の際に国鉄越後線において高さ2～8 mの盛土施工地盤が流動化した事例等を考慮して、上記基準に従って流動化の判定を行なうこととした。

表-4.1 4., 2のため池の無被害事例及び被害事例での堤体及び基礎地盤の性質の関係を総合的に考慮して、上記の堤体及び基礎地盤の分類から、耐震性を判断するための表を表-4.9のように決めた。この表から推定される被害と、実際の被害の関係は次のようになった。

大きな被害を生じた事例及び堤体が粘性土の場合はほぼ一致する。中～無被害の事例では、堤体あるいは基礎地盤が砂質土で出来たため池の場合、実際の被害よりも、大きな被害が発生すると判定されているものが多い。これは図-4.4で示したように、生じ得る最大沈下量をもとに判定基準を作ったためである。このようなことから、堤体及び基礎地盤が砂質土のため池については、安全側の判定となるものが多いことになる。砂質土であっても、細粒分、粒度などの違いや、N値が10以下であってもどの程度かによって、動的強度に差があるためと考えられる。

以上のように本方法は、大きな被害については一致しており、その他の一致しない事例についても安全側へ判断していることから、提案する方法は簡易耐震判断法として有用であるといえる。

表-4.9 簡易耐震判断の基準

基礎地盤 \ 堤体	a	b	c
a	大	大	中
b	大	中	小
c	中	小	無

大：堤体沈下1.0 m以上または堤体決壊

中：堤体沈下0.5 m～1.0 mまたは斜面すべりが認められるもの

小：堤体沈下0.5 m以下もしくはクラック程度

無：無被害

しかし、図-4.4の関係は生じ得る天端の最大沈下量を示したものであり、堤体・基礎地盤が砂質土の場合には生じ得る沈下量の範囲は広い。このため、さらに詳しい安全性の評価を行う場合には、過剰間隙水圧を考慮した解析法などが必要となる。

4.2 ため池の振動特性

2章においてため池の地震被害の特徴を述べてきた。この特徴がため池の振動特性と深い関係にあると考えられる。

大ダムとため池で異なる主な点は

- ① ため池では堤体下の基礎地盤が軟弱でかつ深く、堤体の横断面によってその深さも著しく異なる場合が多いのに対し、大ダムではほとんどが岩盤基礎上にある。
- ② ため池では、図-4.5, 4.6 のように形状係数（堤項長／堤高）が5以上のものが95%以上であるのに対し、大ダムでは48%程度である。なお、図-4.5, 4.6に用いたデータは文献⁸⁾から引用した。このことは2章で述べたように形状係数が5以下では地震被害が少なくなるという事実から、大ダムではアバットの拘束効果が大きいダムの割合が多いことになる。

ため池の被害例では、被害の多くが堤体中央部付近に発生している。ため池の場合には、堤体直下の軟弱層の厚さも中央部付近で厚く、アバットメントの近くにいくに従って、厚さはうすくなる。このようなことから大ダムのようなアバットメントの拘束効果という意味での三次元効果は少ないと考えられるが、堤体直下の軟弱層の厚さの変化による三次元的効果は大きいと考えられる。すなわち、耐震基礎から入力される地震波が、軟弱層の厚さの違いによって位相差をもって堤体に入力されること、各横断面で軟弱層の厚さが異なるため、地震の増幅の程度が異なることから、各横断面での振動挙動はきわめて複雑になると考えられる。

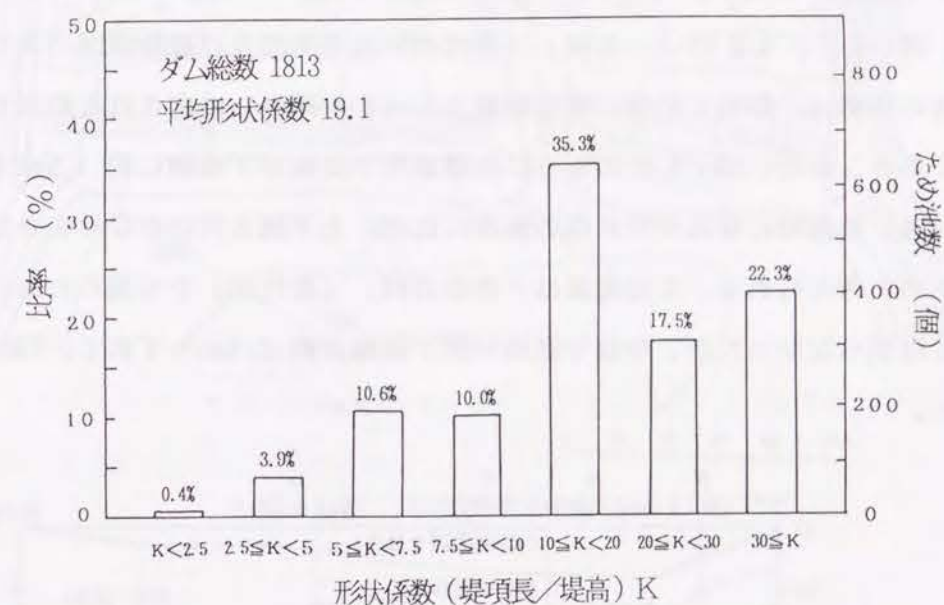


図-4.5 形状係数（青森・秋田のため池）

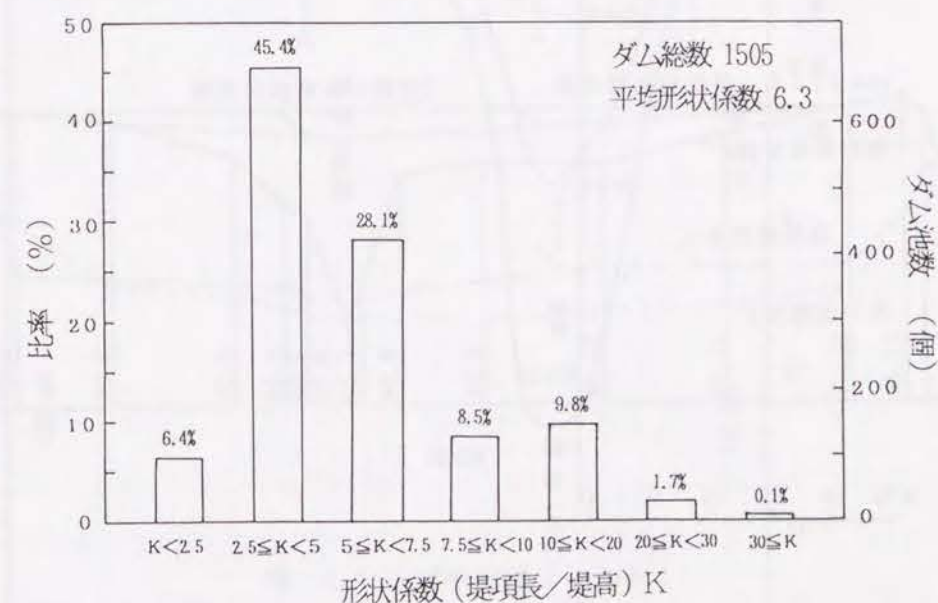


図-4.6 形状係数（全国の15m以上のアースダム）

図-4.7 は日本海中部地震で被害を受けた「勘助」(木造町)の土質縦断面図である。このため池は、最大で 1.8m 程度の沈下を生じた。この図から同じため池の断面でも、軟弱地盤が厚い断面ほど沈下が大きくなる傾向のあることがわかる。

また、図-4.8, 4.9 は「一の沢」(能代市)の平面図及び縦断面図である。このため池の被害の特徴は、勘助と同様に軟弱地盤のもっとも厚いと推定される断面で決壊していることである。また、図-4.8 のように決壊箇所で堤軸が下流側に約 1.5m ずれている。このことは、地震時に堤体中央が他の箇所 비해、上下流方向のかなり大きな動的変位を生じたためと考えられる。この現象は「落合貝沢」(能代市)でも見られた。このため池は決壊には至らなかったが、やはり堤体中央で堤軸が約 2.0m もずれて、70cm の天端沈下を生じた。

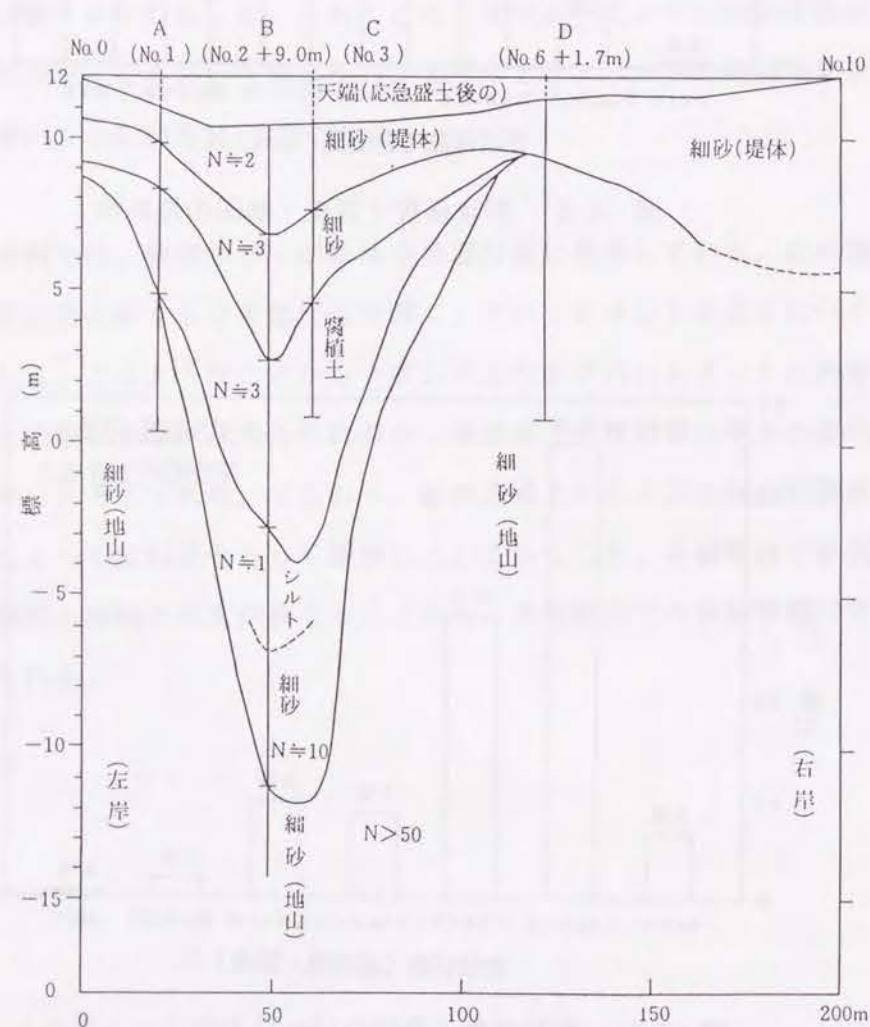


図-4.7 土質縦断面図(勘助)

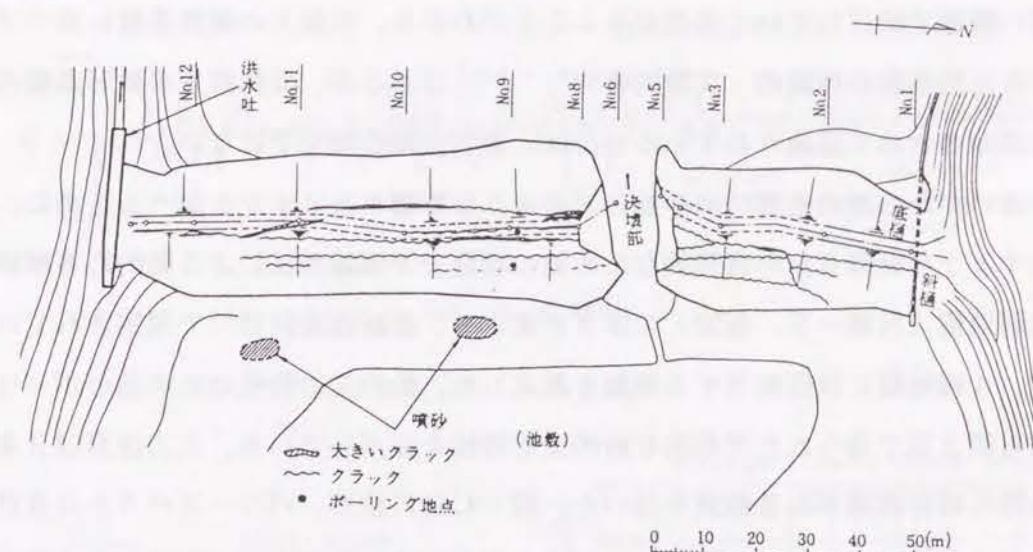


図-4.8 平面図(一の沢)

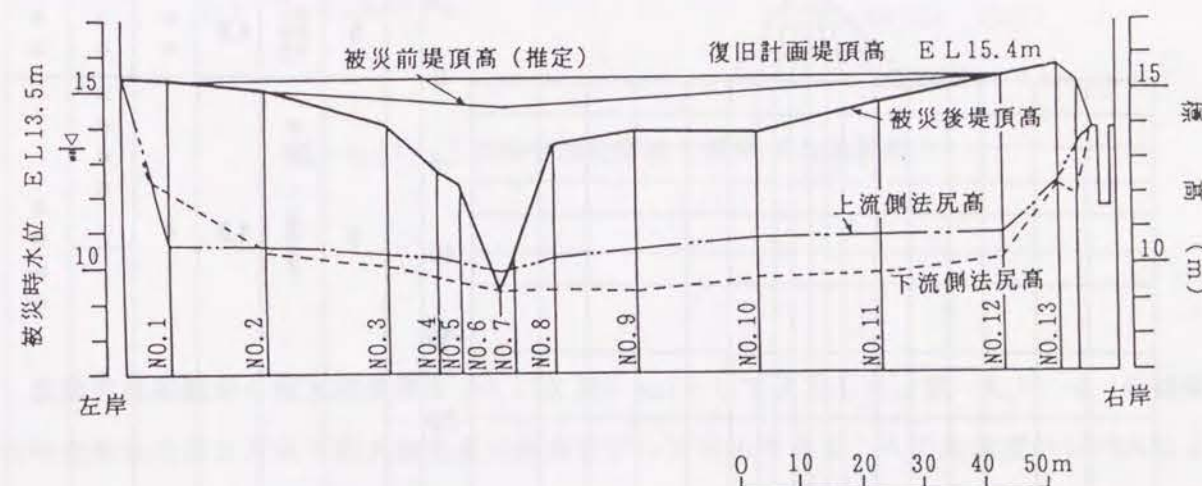


図-4.9 縦断面図(一の沢)

以上のことから、ため池の地震時安全性を合理的に評価していく場合に、軟弱地盤のことも厚い断面で検討していく必要があることがわかる。岩盤上の耐震基盤に立つアースダム of 三次元的挙動の理論的・実験的研究^{9)~13)}はあるが、堤体直下の軟弱基盤の影響や破壊の問題も含めて議論されているものは、著者の知る限りではない。

地盤の違いがため池の地震時の挙動にどのような影響を及ぼすかを調べるために、図-4.10に示すような堤高5mの典型的なため池の場合で等価線型法による動的応答解析を行った。軟弱地盤(N値=5、仮定)の厚さを変えて、新耐震設計法²⁾で規定されている1種、2種、4種地盤にほぼ相当する地盤を想定した。動的変形特性はため池のボーリング調査等から第3章で得られた平均的な動的変形特性を採用している。入力波形は日本海中部地震で得られた浪岡ダム基盤波を用いた。図-4.11に波形、パワースペクトル及び加速度応答スペクトルを示す。0.5~1 Hz にピークをもつ比較的長周期の卓越した地震波であるといえる。

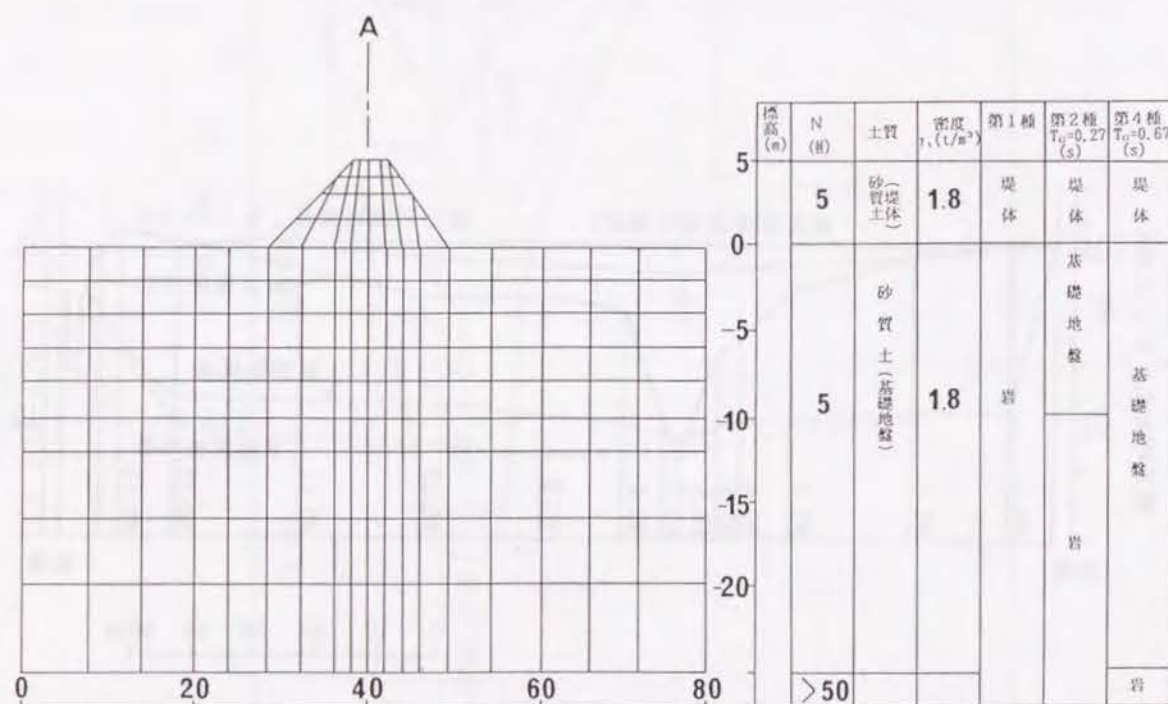
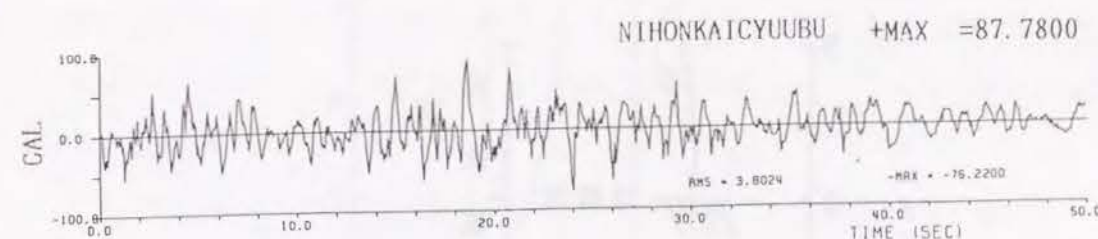


図-4.10 ため池の応答解析に用いたモデルと土質定数



(a) 時刻歴

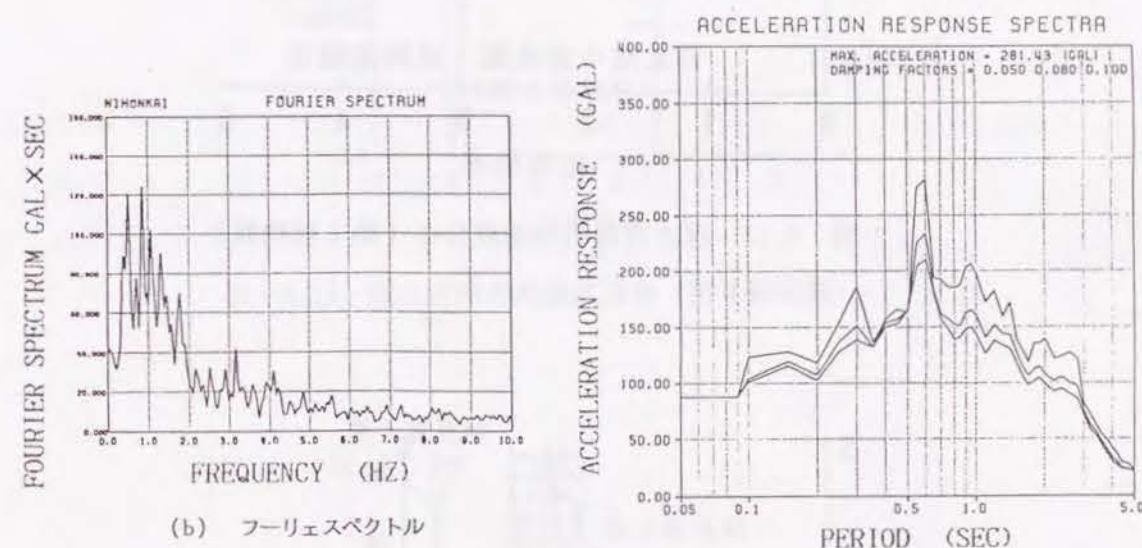


図-4.11 日本海中部地震波(浪岡ダム基盤波)

地震波は基盤から最大加速度を 50, 100, 200 gal として入力した。図-4.12~4.14 は堤体中央断面の深さ方向の最大加速度の分布を示したものである。入力加速度のレベルによって加速度の増幅率は大きく異なる。図-4.15にこれらの範囲を示してある。1, 2, 4 種地盤とも堤体中での加速度の増幅は少なく、20%程度である。堤体直下の基盤入力に対する地表面及び天端の加速度応答倍率を見ると、2, 4 種地盤とも差はほとんどない。地震波の性質、地盤の性質等によって応答加速度は大きく変化するため、今回行った応答解析では地盤による違いがそれほど明確に出なかったと考えられる。

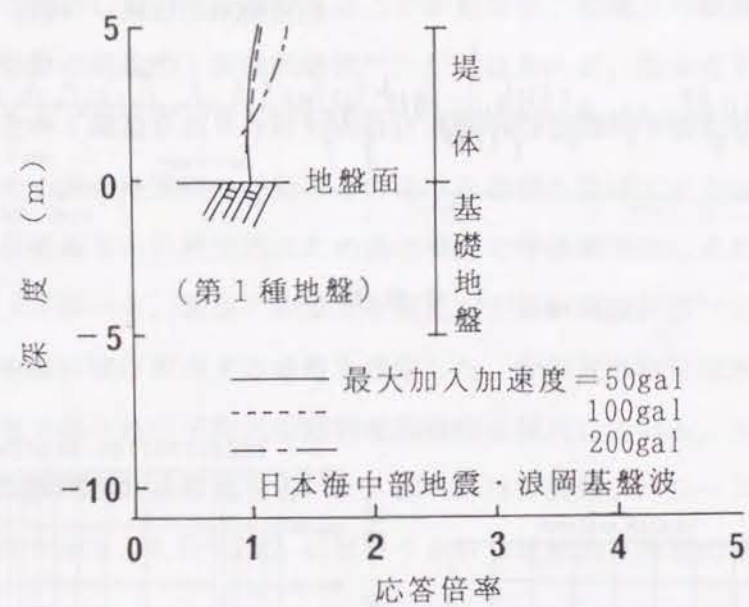


図-4.12 深さ方向の加速度分布 (第1種地盤)

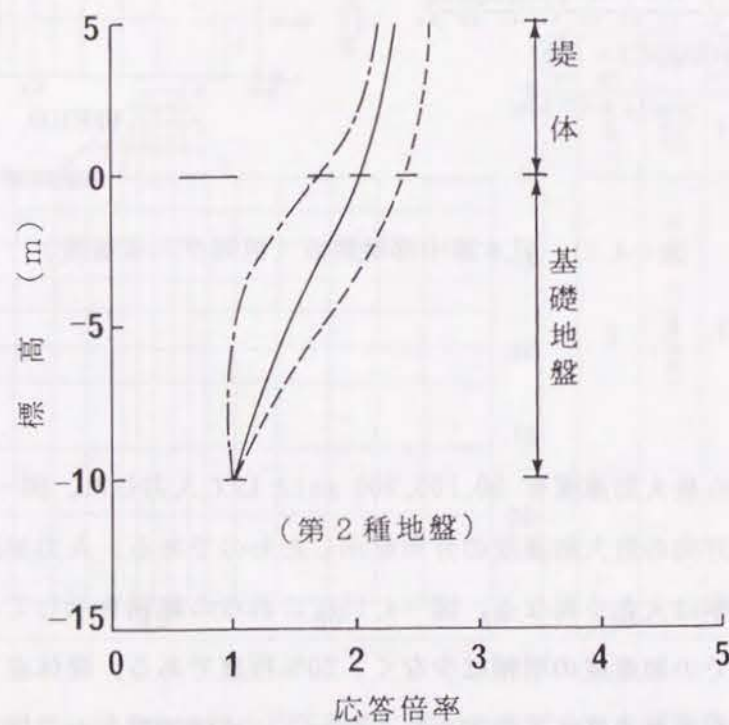


図-4.13 深さ方向の加速度分布 (第2種地盤)

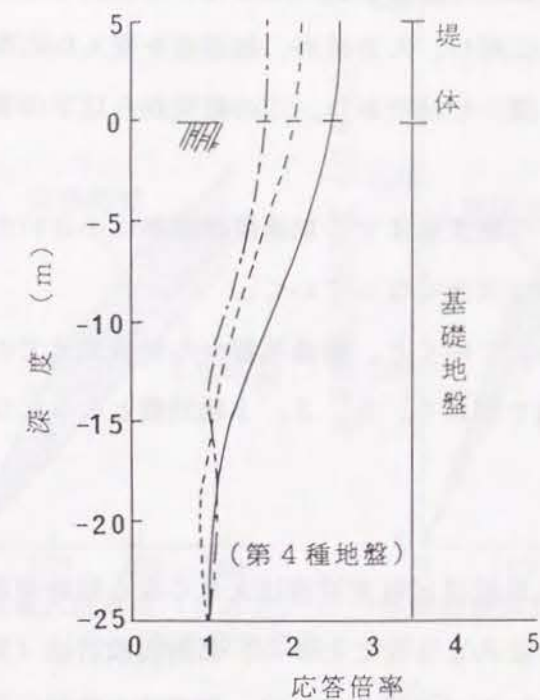


図-4.14 深さ方向の加速度分布 (第4種地盤)

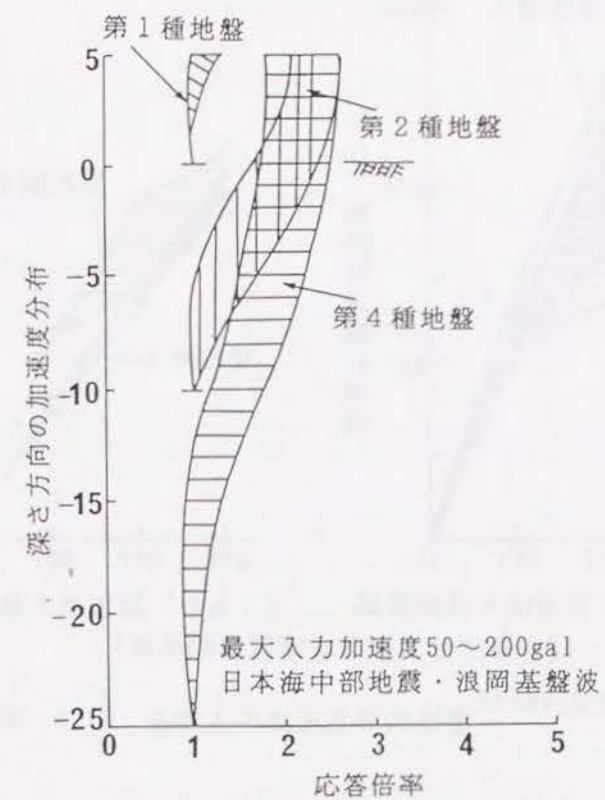


図-4.15 深さ方向の加速度分布

地盤の種類、加速度、地震波形の影響を調べた研究として岩崎らの¹⁵⁾研究がある。これは、いくつかの地盤モデルに対し、入力波形、加速度を変えた応答解析を多数行った。この結果をまとめたものが、図-4.16である。この結果から以下の事がわかった。

- ① 1種地盤では地震基盤から地表面までの加速度増幅率は小さいのに対し、2、3、4種となるにつれて増幅率は大きくなっていく。
- ② 基盤入力加速度を大きくしてゆくと、耐震基盤から地表面までの増幅率は下がってくる。この傾向は4種地盤で著しく、3、2、1種地盤となるにつれて傾向はうすくなる。

これらの解析結果は、悪い地盤ほど地表被害は大きくなる傾向があるという事実をある程度うらづけるものとなる。このようなことから、新耐震設計法(案)²⁾、道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)¹⁴⁾などの諸基準には、耐震性の検討に用いる地震力を地盤種別に応じて増減させている。

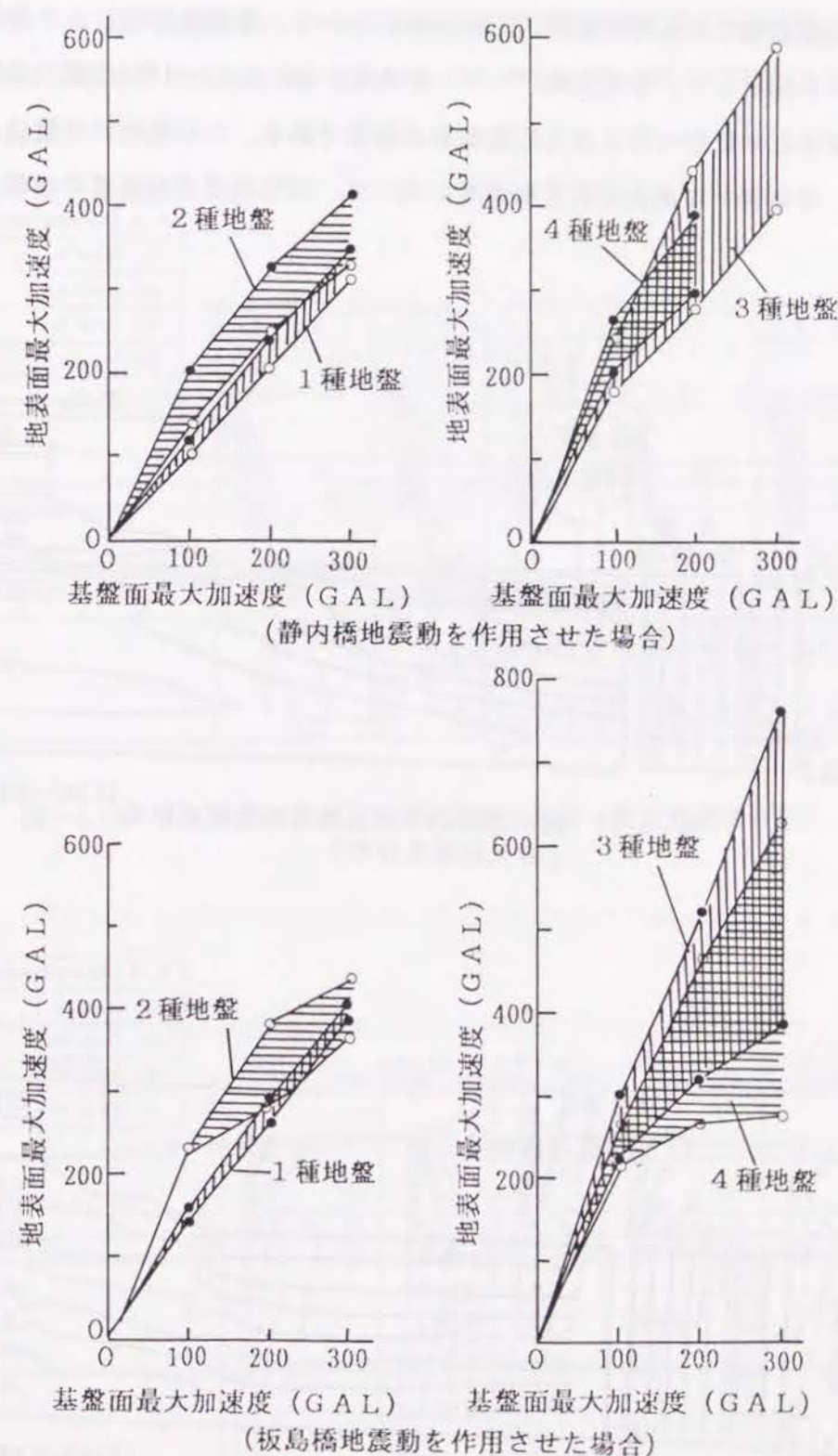


図-4.16 基盤入力加速度等の影響¹⁵⁾のデータ

ため池と類似構造物である河川堤防、干拓堤防について、等価線型法による詳細な地震応答解析を行った例として、参考文献^{16)・17)}がある。図-4.17~18は高瀬川高潮堤防の耐震性を調査するために行った2次元応答解析の結果である。この堤防の地盤は2種地盤に分類される。堤体部では地表面最大加速度に対して、20%程度の加速度の増幅が見られる。

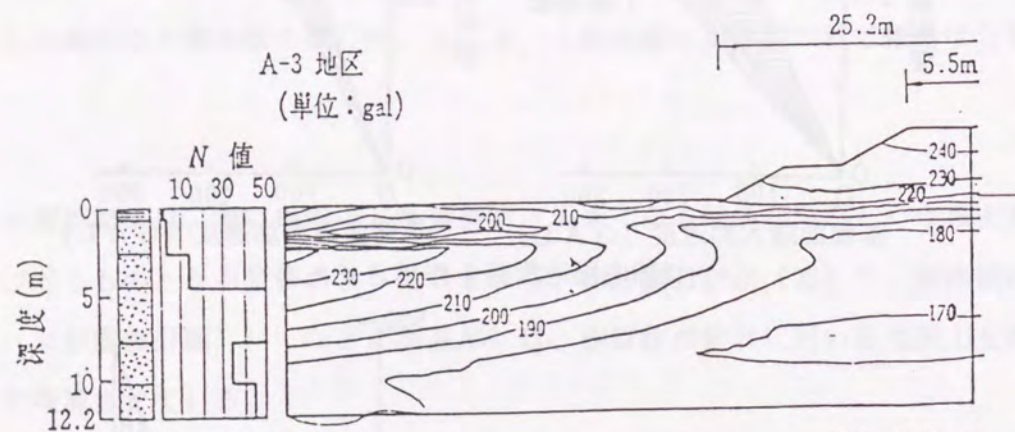


図-4.17 河川堤防の2次元地震応答解析結果
(最大加速度分布)

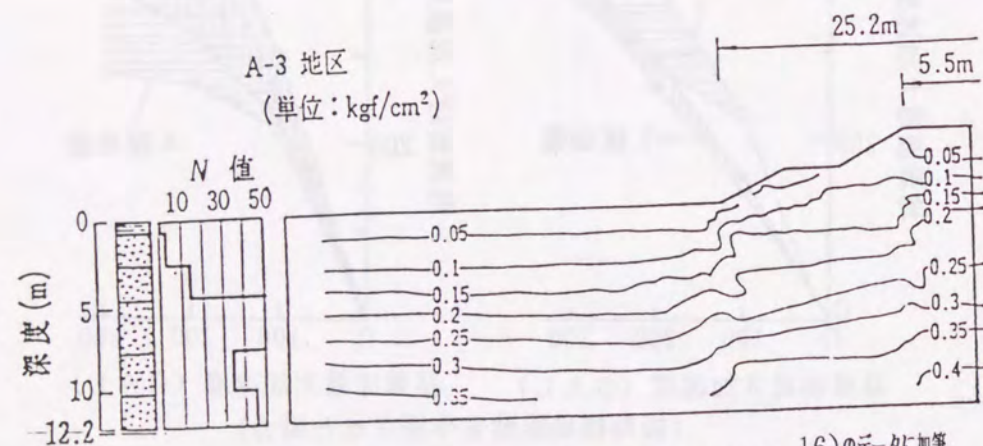


図-4.18 河川堤防の2次元地震応答解析結果
(最大せん断応力分布)

図-4.19, 20 は干拓堤防についての2次元地震応答計算結果である¹⁷⁾。入力加速度が41 galでは、堤体部での加速度の増幅はほとんどないが、100 galの入力では堤体部で増幅が見られる。

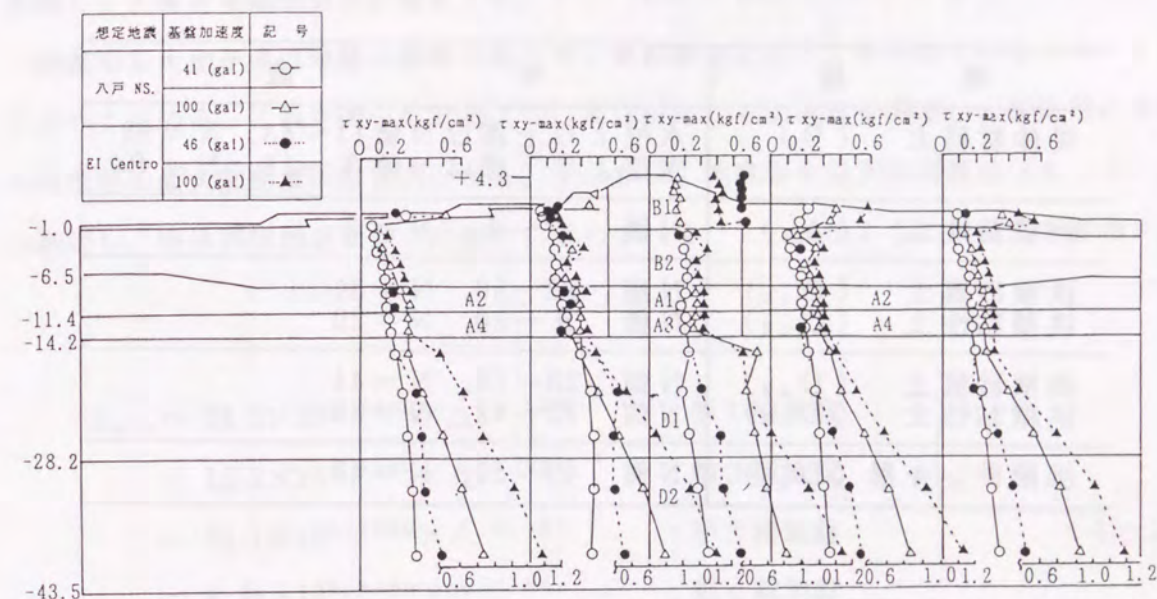


図-4.19 干拓堤防の2次元地震応答解析結果 (最大加速度分布)

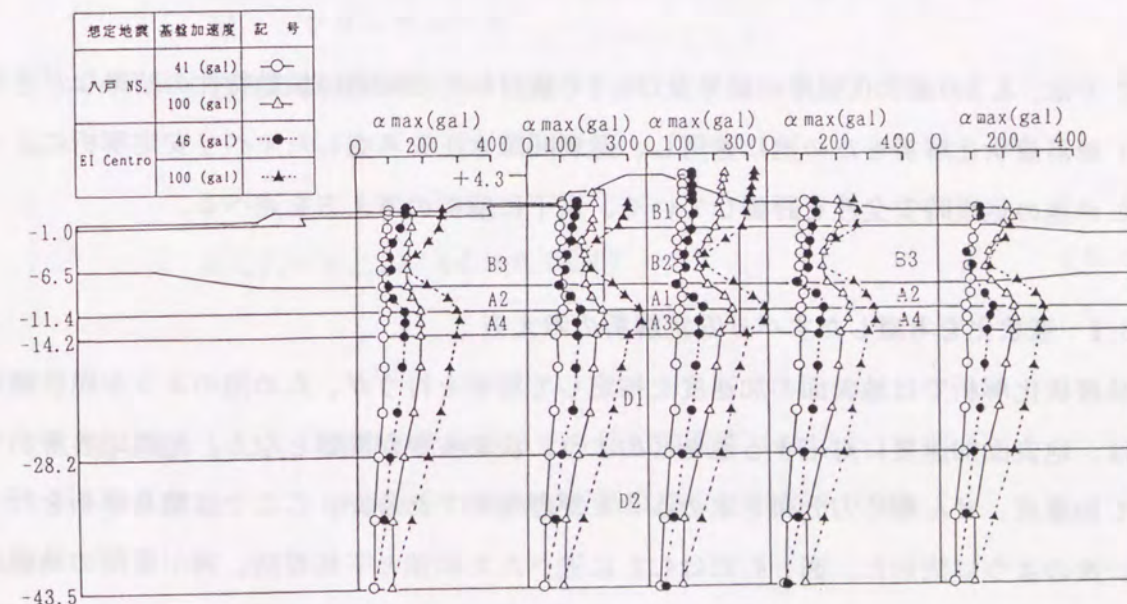


図-4.20 干拓堤防の2次元地震応答解析結果 (最大せん断応力分布)

表-4.10 地層の土質特性 (図-4.19の断面)

地 層	N 値
堤体材料土 (B)	水位より上部はN値11~43, N=28 水位より下部はN値3~11, N=9
沖積粘性土 (A ₀)	N値 2~4, N=3
洪積砂質土 (D _{s1}) 洪積粘性土 (D _{s2})	N値 13~50, N=31 N値 9~30, N=20
洪積砂質土 (D _{s2}) 洪積粘性土 (D _{s2})	N値 23~50, N=44 N値 22~42, N=33
洪積砂レキ層 (D _{s3})	N値 43~50, N=49

4.3 簡易液状化解析を用いて過剰間隙水圧上昇を考慮したすべり安定解析

ここでは、3.2の液状化強度の結果及び4.2で検討したため池の振動特性の結果などを利用して簡易液状化解析をため池に適用し、過剰間隙水圧を考慮したすべり安定解析によって、ため池の地震時安全性を評価していく、以下に解析の考え方を述べる。

4.3.1 液状化を考慮したすべり安定解析の考え方

簡易液状化解析では地表面の加速度を推定して解析を行うが、ため池のような堤状構造物では、地表面加速度に対応する値をどのように決めるかが問題となる。地震応答解析を行って加速度、せん断応力分布を求めることが理想的であるが、ここでは簡易解析を行うために次のように決めた。図-4.21は4.2に述べたため池と干拓堤防、河川堤防の地震応答解析結果から得られた、地表面加速度と堤体天端での加速度の比(天端最大加速度/地表面最大加速度)をプロットしたものである。解析された盛土構造物の堤高は5~6mで、解析結果によると天端部では地表面加速度に対して0~40%程度の加速度の増幅が見ら

れた。また堤体部及び基礎地盤では水平方向にほぼフラットな加速度分布となっている。地盤の性質、地震波の性質によって差は多少あるが、堤高に応じて加速度は直線的に増加すると仮定して、図中に示す平均的なカーブを仮定する。また堤体の他の断面でも高さに比例して加速度増幅があると仮定する。

地表面最大加速度は地盤の種類に応じて、新耐震設計法²⁾で示されている(4-2)式によって求める。これを図-4.22のように高さに応じて加速度を割増し、堤体部の各断面の堤頂部の最大加速度の推定式とする。すなわち、地表面の最大加速度は(4-2)式から推定し、堤体部は地表面からの高さに応じて(4-3)式のように加速度を割増す。

$$\begin{aligned}
 A_{\max} &= 28.5 \times 10^{0.207M} \times \Delta^{-0.598} && \text{: 第1種地盤} \\
 &= 13.2 \times 10^{0.303M} \times \Delta^{-0.806} && \text{: 第2種地盤} \\
 &= 32.1 \times 10^{0.253M} \times \Delta^{-0.757} && \text{: 第3種地盤} \\
 &= 8.48 \times 10^{0.413M} \times \Delta^{-0.989} && \text{: 第4種地盤}
 \end{aligned} \tag{4-2}$$

ただし A_{\max} : 地表面最大加速度 (gal)

M : マグニチュード

Δ : 震央距離 (Km)

$$A'_{\max} = A_{\max} \times (1 + 0.04H) \tag{4-3}$$

ただし A'_{\max} : 堤体各断面頂部での最大加速度 (gal)

H : 地表面から堤体各断面頂部までの高さ (m)

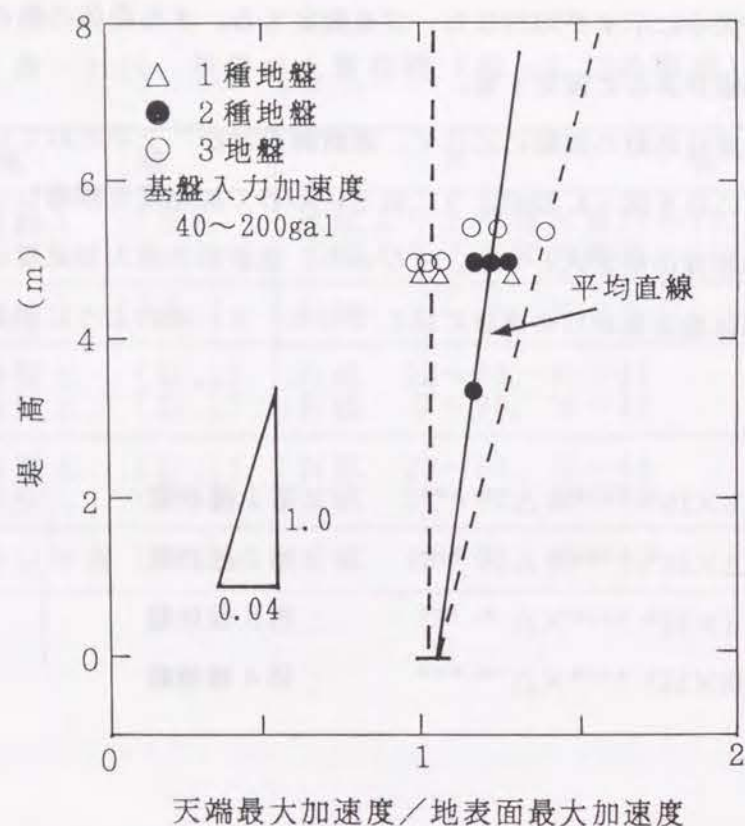


図-4.21 地表面最大加速度と天端の応答加速度の関係
(堤体での増幅の傾向)

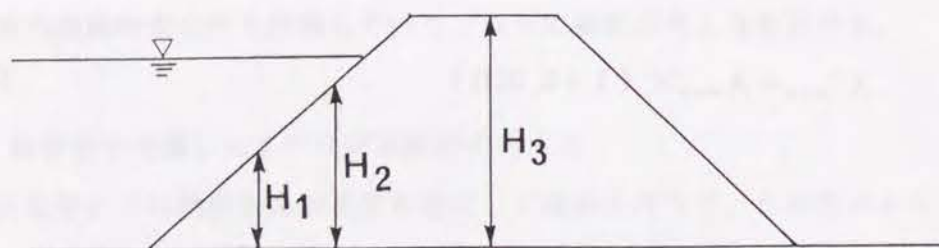


図-4.22 ため池の簡易液状化解析に用いる最大加速度の求め方

次に地震による過剰間隙水圧上昇を考慮したすべり安定解析の考え方を述べる。ここで
行った方法は次の通りである。簡易液状化解析によって求められる液状化に対する抵抗率
 F_L から過剰間隙水圧を推定し、その値を用いて有効応力のなすべり解析を行うものであ
る。ため池の類似構造物である、「鉱さいたい積場」の建設基準¹⁸⁾では、上記のような
考え方を採用し、 F_L の値によって以下のように有効上載圧を低減させることにより過剰
間隙水圧上昇の影響を考慮している。

液状化による過剰間隙水圧は、次式により求めるものとする。

イ. $F_L > 1.25$ の場合

$$U = 0$$

ロ. $1.00 \leq U \leq 1.25$ の場合

$$U = 0.3 \sigma_v'$$

ハ. $F_L < 1.00$ の場合

$$U = \sigma_v'$$

(4-4)

ここに F_L : 液状化に対する抵抗率

U : 各スライスのすべり面上に働く液状化による過剰間隙水圧 (t/m^2)

σ_v' : 有効上載圧 (t/m^2)

この方法では、 F_L の値によって段階的に有効応力を低減させているのが特徴である。

河川堤防でも同様な考え方で地震時の安全性を評価している¹⁶⁾。河川堤防が、ため池
や鉱さいダムと異なる点は、浸潤線が堤体中になく地盤面にあることである。この方法で
は、 F_L の値と過剰間隙水圧比の関係を実験で求めておき、 F_L の値に応じて過剰間隙水
圧比を計算して、すべり安定解析を行うものである。解析結果では、水平地震力 K_h のみ
を考慮するよりも、より合理的に安全性の評価を行なえるとしている。

さらに、木曾三川下流部の堤防について、過剰間隙水圧を考慮した場合と、地震力のみ
を考慮した場合のすべり安全率を比較して、沈下量とよい相関があると報告しているもの
もある¹⁹⁾。このような解析で問題となることは、過剰間隙水圧を求める方法と水平地震
力の大きさをどのように決めるかである。

過剰間隙水圧を求める方法にはいくつかの方法が提案されている。本研究では、龍岡に
よって示されている方法²⁰⁾によって、液状化安全率 F_L と過剰間隙水圧比の関係を求めて

いく方法を採用した。

最初に堤体及び地盤の F_L の分布を求める方法について述べる。基本的には道路橋下部設計指針（Ⅴ耐震設計編）¹⁴⁾の簡易液状化解析の考え方で求めた。（4-3）式より堤頂部の最大加速度 A_{max} を求め、せん断応力比の分布は次のように求めた。

$$L = r_d \cdot \frac{A_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} \quad (4-5)$$

ここに r_d ：低減係数、 g ：重力加速度、 σ_v ：上載圧、 σ'_v ：有効上載圧

r_d は地盤や地震動の性質に大きく依存しているが、ここでは、次式¹⁴⁾を用いるものとする。

$$r_d = 1 - 0.015 Z \quad (4-6)$$

ただし Z ：各解析断面頂部からの深さ（m）

一方、液状化強度も文献¹⁴⁾の方法から求める。

$$R = 0.0042 \cdot D_r^* + DR_L^*$$

$$DR_L^* = 0.19 \quad (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm})$$

$$= 0.225 \cdot \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \quad (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \quad (4-7)$$

$$= -0.05 \quad (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm})$$

$$\text{ただし } D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (\text{Mayerhofの提案した相対密度と}N\text{値の関係})$$

σ'_v ：有効上載圧（kgf/cm²）

上式は平均粒径 D_{50} によって細粒分（74 μm 以下）の液状化強度への影響を考慮したものである。3章で述べたように、ため池のデータは平均粒径に対し細粒分含有率 F_c （%）が多いため、 D_{50} だけでは細粒分の影響を十分加味した液状化抵抗を計算出来ない。攪乱試料から得られた液状化強度との差 ΔR と図-3.31から求められる ΔF_c との関係は3章で述べたように次式で表せる。

$$\Delta R \approx \Delta F_c (\%) \times 0.015 \quad (4-8)$$

以上より液状化安全率 F_L は

$$F_L = \frac{R + \Delta R}{L} \quad (4-9)$$

次に F_L から過剰間隙水圧を求める方法について、第3章でのため池堤体材の液状化試験のデータを用いて、基本的な考え方を次に述べる。液状化試験から、図-4.23のように液状化した時の繰返し回数 N とせん断応力比 θ の関係を求めた。

$$\theta = a N_e^b \quad a, b: \text{実験定数} \quad (4-10)$$

図-3.7で示したため池堤体材4種類について、締固め度を変えて得られた結果が図-4.24である。係数 b の値は、 D 値=95%を変曲点とした2つの直線で示される。

$$\left. \begin{array}{ll} (1) 80 \leq D \leq 95 & b = -0.180 \\ (2) 95 < D \leq 105 & b = -0.022D + 1.91 \end{array} \right\} \quad (4-11)$$

(D = %)

一方、繰返し回数比 r_N （繰返し回数 N ／液状化回数 N_e ）と過剰間隙水圧比 r_u （過

剰間隙水圧 u_d / 初期有効拘束圧 σ_v' の関係が、図-4.25のように求まる。すべての実験データについて整理すると、図-4.26のように、密づめ ($D=100\%$) と中～ゆるづめ ($D=80\sim95\%$) の場合に分けて、 r_N と r_u の関係が得られる。

地盤内のある深度に L_1 なるせん断応力比が加わったとすると、(4-10) 式から液状化回数 N_{L1} が求まる。

$$L_1 = a N_{L1}^b \quad (4-12)$$

またこの深度での繰返しせん断応力比 R_1 は、 N_{R1} を地震時の繰返し回数とすると (4-10) 式より

$$R_1 = a N_{R1}^b \quad (4-13)$$

この深度での液状化安全率 F_L は (4-13) / (4-12) より

$$F_L = \frac{R_1}{L_1} = \frac{N_{R1}^b}{N_{L1}^b} \text{ 従って } (F_L)^{1/b} = \left(\frac{N_{R1}}{N_{L1}} \right) \quad (4-14)$$

となる。また N_{L1} が L_1 の応力比で液状化する繰返し回数、 N_{R1} がその途中と考えると、 N_{R1}/N_{L1} は N/N_L と同じ意味を持つ。このため図-4.26から $r_N = N/N_L$ に対応する $r_u = u_d/\sigma_v'$ を求め (4-14) 式に代入して、 F_L と r_u の関係を求めることが出来る。このようにして得られた結果が図-4.27である。締固め度が95%をこえるような砂では、過剰間隙水圧の上昇はほとんどなくなるのでこれを考慮する必要がないので、実際には $\beta = -4.24$ のカーブを使えばよい。以上より過剰間隙水圧比 r_u は

$$r_u = 0.95 (F_L)^{-4.24} \quad (4-15)$$

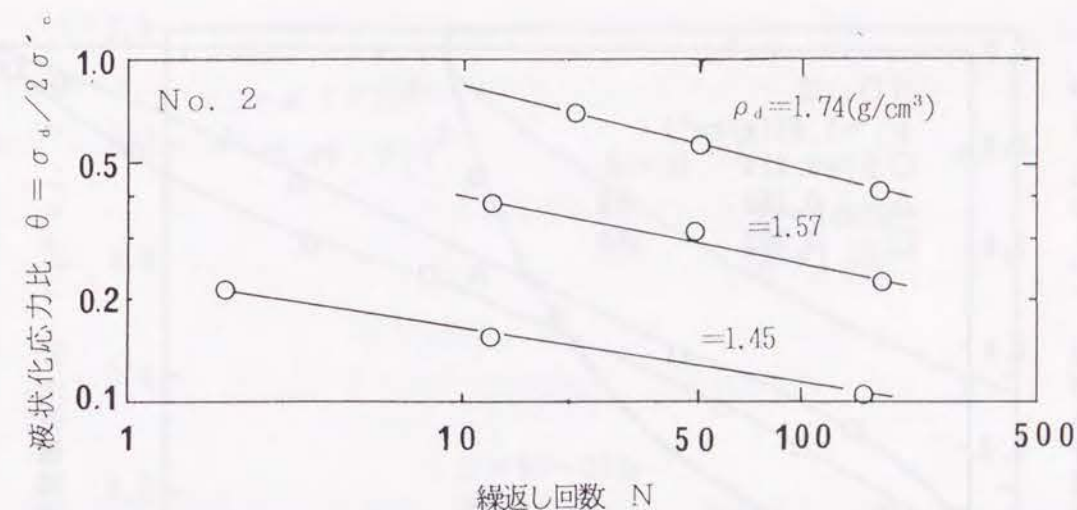


図-4.23 繰返し回数 N と液状化応力比 θ の関係 (No. 2 試料)

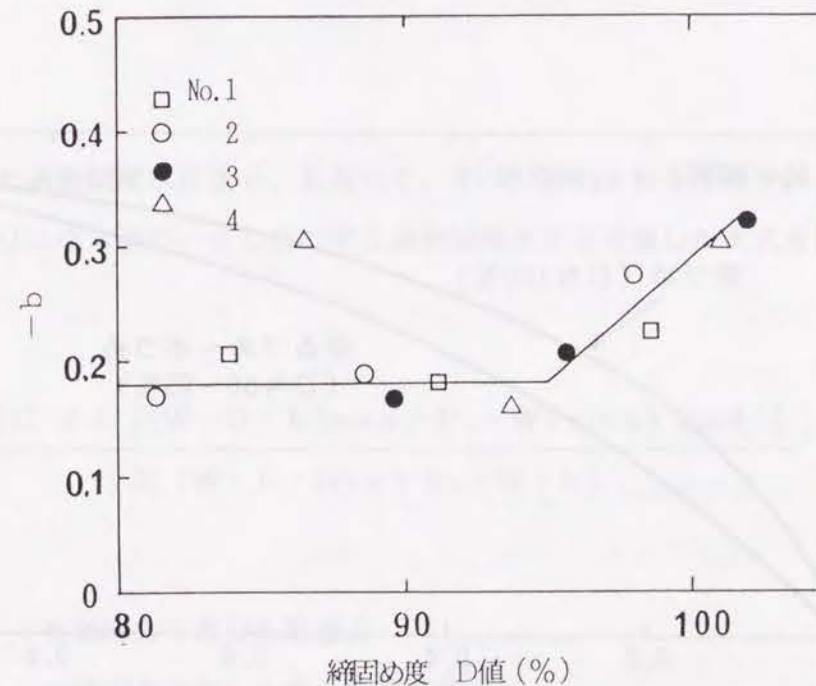


図-4.24 締固め度 D 値と b の関係

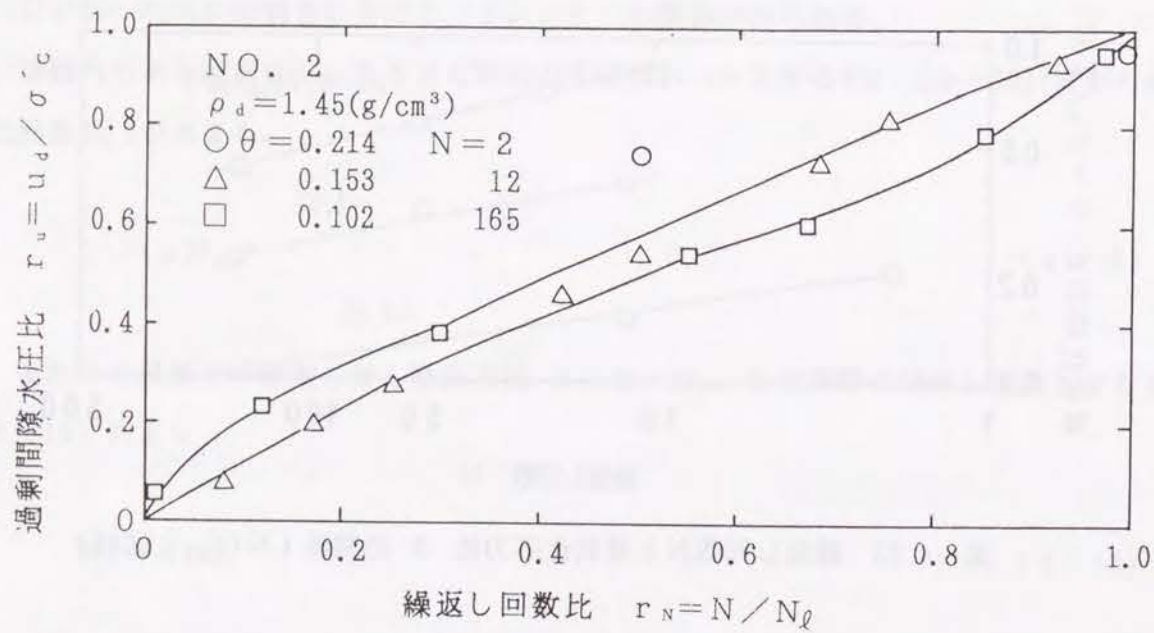


図-4.25 繰返し回数比 r_N と過剰間隙水圧比 r_u の関係
(NO. 2 の試料, $D=81\%$)

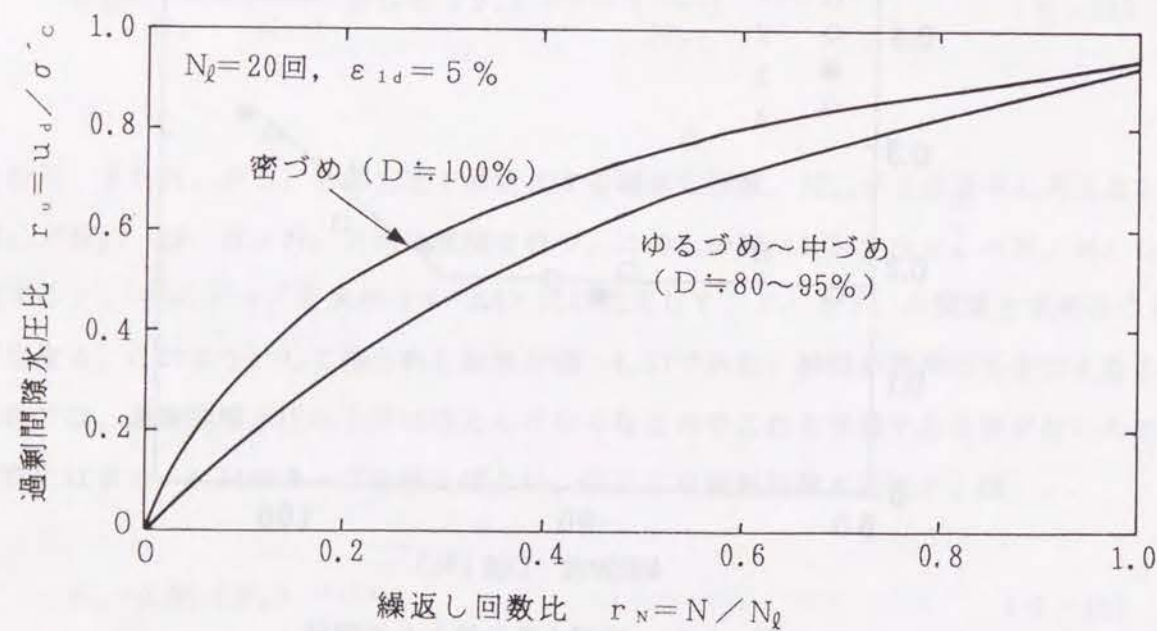


図-4.26 繰返し回数比 r_N と過剰間隙水圧比 r_u の関係

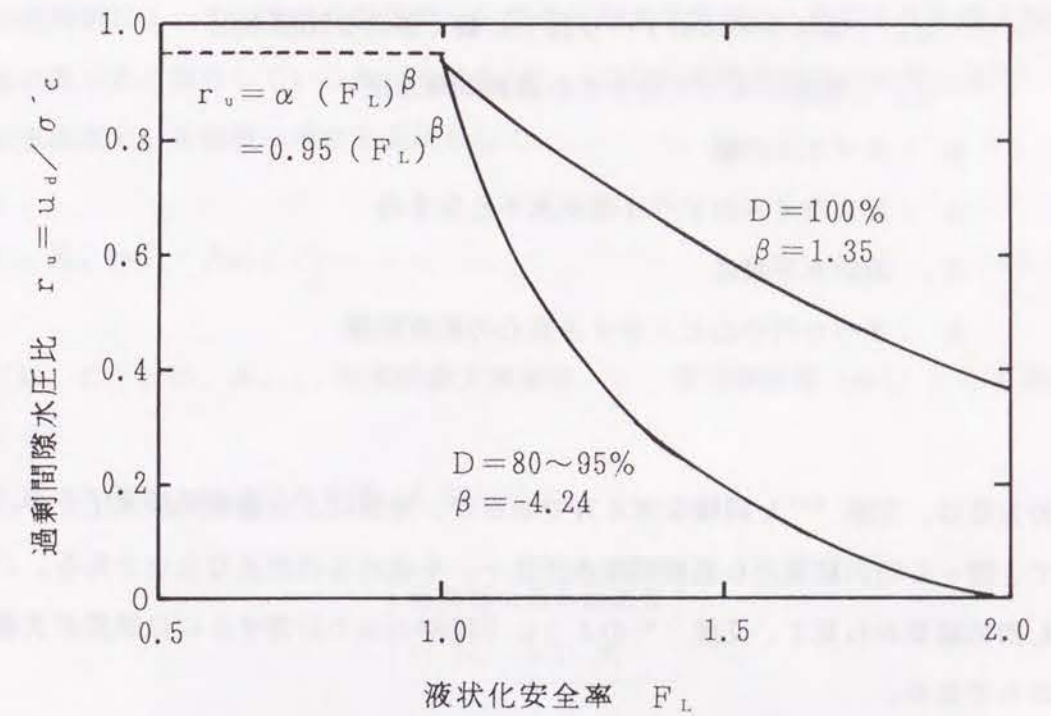


図-4.27 液状化安全率 F_L と過剰間隙水圧比 r_u の関係

次に得られた過剰間隙水圧比 r_u を用いて、すべり解析を行う手順を述べる。安定計算式は修正フェリニウス法で、せん断に伴う過剰間隙水圧を考慮した次式を用いる。

$$F_s = \frac{\sum R [C' \ell + \{(W - U \cdot b) \cos \alpha - K_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi']}{\sum (W \cdot R \cdot \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot h)} \quad (4-16)$$

ここに C' : 有効応力で表した粘着力

ϕ : 有効応力で表したせん断抵抗角

ℓ : 各スライスのすべり面の長さ

R : すべり円の半径

W : 各すべり面の重量

$$u = u_s + u_d$$

u_s : 各スライスのすべり面上に働く静的な間隙水圧

u_d : 地震によって発生する過剰間隙水圧

b : スライスの幅

α : 各スライスのすべり面が水平となす角

K_h : 設計水平震度

h : すべり円中心とスライス重心の鉛直距離

この方法は、文献¹⁸⁾と同様な考え方であるが、地震による過剰間隙水圧を F_{il} の値に応じて、図-4.27の結果から過剰間隙水圧比 r_u を求めるのが異なる点である。これは、図-4.27の結果から見て、文献¹⁸⁾のように3段階のみで計算するには誤差が大きいと考えたからである。

簡易液状化解析では、図-4.27を利用して過剰間隙水圧比 r_u を求め、次式のように各深度での有効鉛直応力にかけて過剰間隙水圧を求める。

$$u_d = r_u \times \sigma'_v$$

$$u = u_s + u_d \quad (4-17)$$

ここに u : 全水圧

u_s : 静水圧

u_d : 過剰間隙水圧

r_u : 過剰間隙水圧比

σ'_v : 有効鉛直応力

次に水平震度 K_h の決定方法について述べる。

(4-2)式から求められる A_{max} は最大加速度であるため、これを等価な静的地震力に置き換える必要がある。古賀らは累積損傷度の概念²¹⁾を用いて、等価化係数 C_r を定義し、応答加速度波形とせん断応力波形が同一として、等価震度 $K_h = C_r(A_{max}/g)$ を求めて

いる。 C_r は応答加速度波形と材料の強度特性に依存し、この文献での事例では計算結果より $C_r = 0.678, 0.689, 0.689$ の値が得られた。また地震時に破壊、及び破壊しなかった盛土の逆解析によって、すべり安全率1.0時の平均水平震度は、推定された最大加速度の約65%であったと報告しているものもある²³⁾。これらの結果やSeedの考え方²⁴⁾から、等価水平震度 K_h を簡便に求める方法として、

$$K_h = C \cdot A_{max} / g \quad (4-18)$$

ここに、 $C : 0.65$, A_{max} : 地表面最大加速度, g : 重力加速度 (gal) として求めることにする。

以上述べた解析方法の流れを図-4.28に示す。

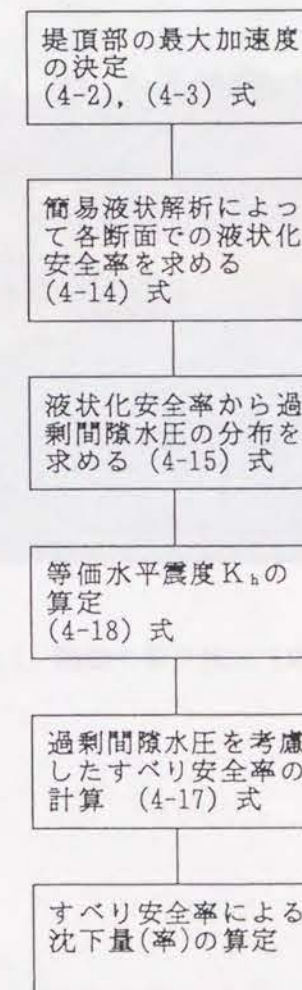


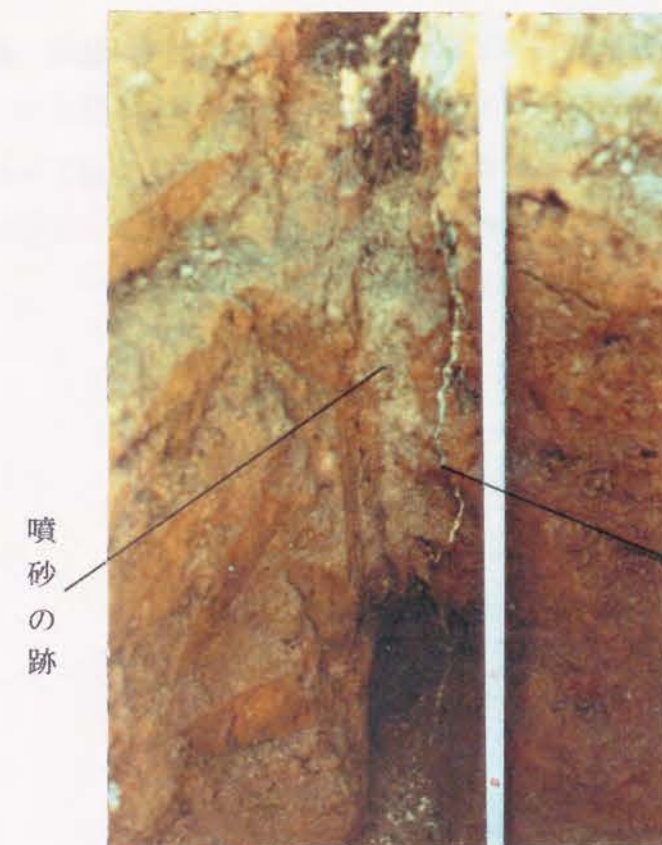
図-4.28 簡易液状化解析を用いた耐震判断法の流れ

4.3.2 解析例

ここでは、解析の例として、青森県木造町にある「勘助」についての解析例を示す。本ため池は、堤体及び基礎地盤が砂質土で出来た典型的なため池である。地震直後に、天端は1.5mの大きな沈下を生じたが、決壊はまぬがれた。写真-4.1は被災後に応急盛土を行った後の様子を、写真-4.2は堤体内で確認された噴砂の跡、写真-4.3は堤体下流の荒地の噴砂を示したものである。被災後、ボーリング調査、不攪乱試料の力学試験を行って土質定数を求めた。「勘助」ため池の諸元及び土質定数は、4.3.3 の表-4.12に示してある。



写真-4.1 勘助の被災状況（応急盛土後）



噴砂の跡

写真-4.2 勘助の堤体内で
確認された噴砂跡（写真）

グラウト跡

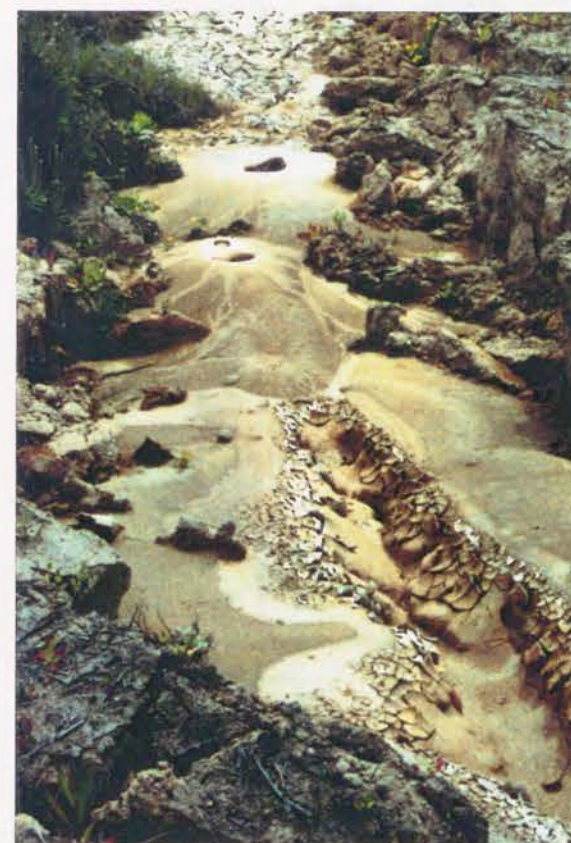


写真-4.3 下流の荒地の噴砂
（写真）

図-4.29は、「勘助」の土質柱状図である。深度-17mまでを解析断面として、地層を3つに分ける。図-4.30は解析断面である。解析は上流側斜面についてのみ行った。これは2章で述べているが、地震被害の調査から、上流側斜面のすべりにくらべ下流側は半分以下であることより、上流側の斜面の検討だけでもよいと考えたためである。

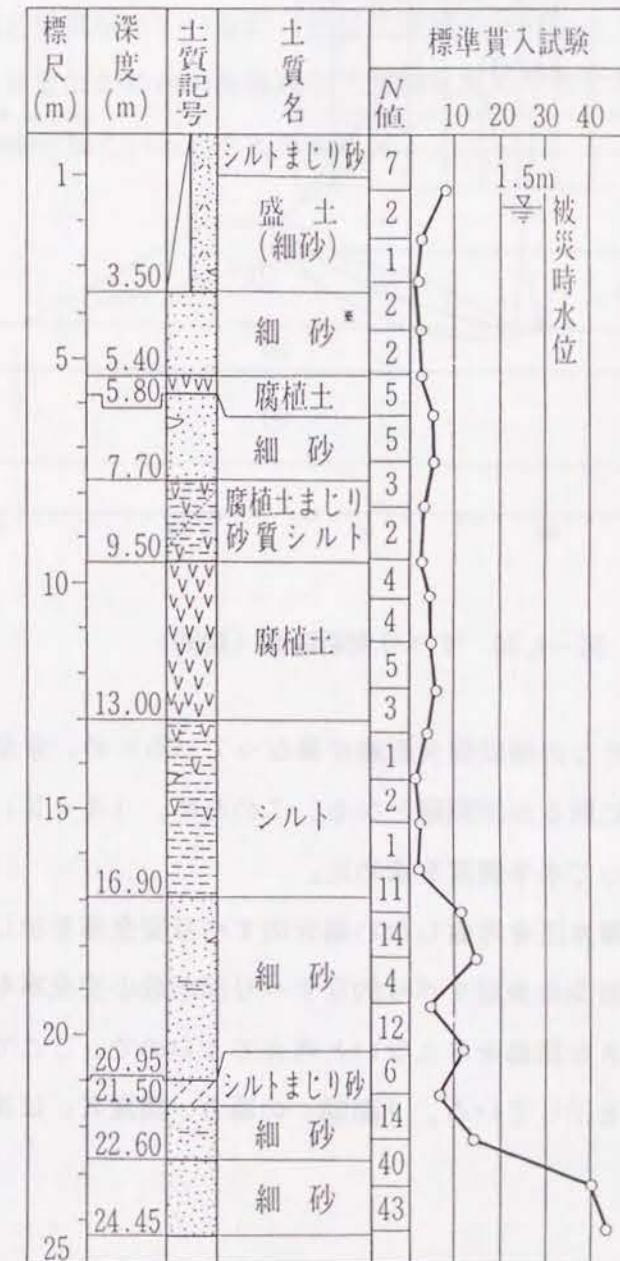


図-4.29 「勘助」の堤体及び基礎地盤の土質柱状図

(NO. 2+10.0m)

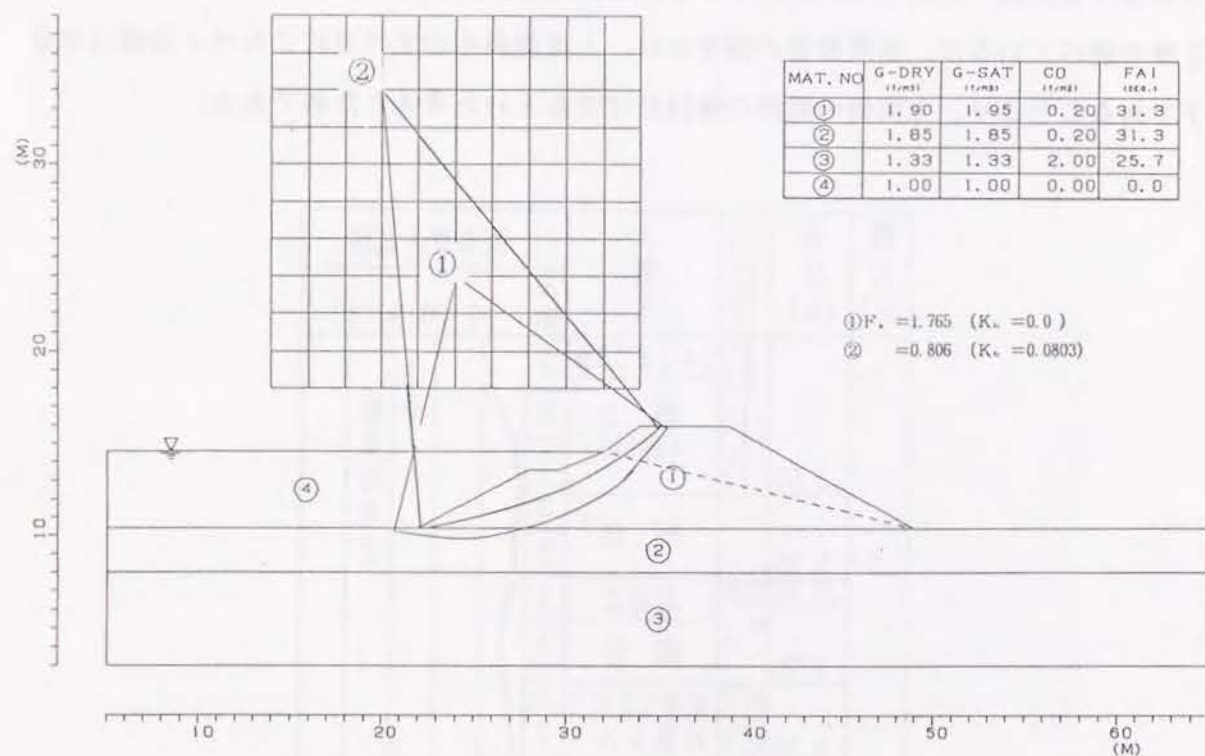


図-4.30 すべり解析断面（勘助）

今回、解析を行ったため池は震央距離が異なっているため、安全率の比率をする場合には、震度をどのように取るかが問題となる。このため、(4-2)式から得られた推定加速度から、次式によって水平震度を求めた。

図-4.30に過剰間隙水圧を考慮しない場合のすべり安全率を示している。粘着力成分が小さい場合、一般に斜面の表層すべり的なすべり面が最小安全率を示す場合が多い。表層すべりは、堤体に大きな損傷を与えないと考えてよいので、ここでは表層すべり的なものを除いた最小安全率を示している。「勘助」の場合、震度 K_h は次式から計算されたものを用いた。

$$K_h = C \cdot A_{max} / g = 0.65 \times 121 / 980 = 0.0803 \quad (4-19)$$

次に、簡易液状化解析を行った結果を図-4.31に示す。簡易液状化解析は9断面で行った。地表面最大加速度 A_{max} は、(4-2)式より $A_{max} = 121\text{gal}$ となる。表-4.11は堤

体中央部での簡易液状化解析の計算例である。他の断面でも同様にして液状化安全率 F_L を求める。図中ハッチで示した部分が液状化安全率 $F_L \leq 1.0$ となる範囲である。

図-4.32には同一のため池についてエンドクロニック理論²⁵⁾と弾塑性論を合わせた地震応答解析の結果²⁶⁾を示している。下流側の地表面近くの要素について、弾塑性解析ではシルト質砂としているため、過剰間隙水圧は発生していない。このため、この部分では簡易液状化解析の結果とは異なっているが、液状化領域の傾向はよく似ている。上記の結果から、かなり大胆な仮定でため池の簡易液状化解析を進めてきたが、このような簡便な解析法でも有用なことを示していると考えられる。

深さ (m)	柱状図	N 値 10 20 30 40	計算 深度 (m)	基礎データ							①	②	③	④	⑤	⑥	深さ (m)	静水圧 P_s (kg/cm ²)	基礎土圧 P_d (kg/cm ²)	全水圧 $P=P_s+P_d$
				γ (t/m ³)	N値	D_{50} (mm)	F_v (%)	ΔF_v (%)	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	r_d	R	ΔR	r_d	L	$F_{L(1)}$	$F_{L(2)}$			
0	細砂		1														0			
2.5	細砂		2														0			
			3	1	0.30	7 (4%)	5		0.510	0.460	0.55	0.090	0.060	0.955	0.144	0.625	1.042	0.05	0.253	0.303
			4	2	0.32	7 (4%)	3		0.693	0.543	0.94	0.121	0.036	0.940	0.163	0.742	0.963	0.15	0.510	0.660
5	細砂		5	2	0.32	7 (4%)	3		0.885	0.635	0.94	0.117	0.036	0.925	0.175	0.669	0.874	0.25	0.597	0.847
			6	5	0.32	7 (4%)	3		1.080	0.730	0.55	0.174	0.036	0.910	0.183	0.951	1.148	0.35	0.402	0.752
	細砂		7	5	0.32	17 (4%)	13		1.265	0.815	0.08	0.169	0.156	0.895	0.189	0.894	1.720	0.45	0.065	0.515
			8	3	0.32	17 (4%)	13		1.450	0.900	0.19	0.130	0.156	0.880	0.192	0.677	1.490	0.55	0.171	0.721
10	シルト			2													10			
				4																
				4																
				5																
				3																
15	シルト			1													15			
				2																

① $0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}$ の場合
 $R = R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.19$

$0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}$ の場合
 $R = R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$

$0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}$ の場合
 $R = R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05$

② $\Delta R = \Delta F_v \times 0.014$
 図-3.32より

③ $r_d = 1 - 0.015\%$

④ $L = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} = \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$

⑤ $F_{L(1)} = \frac{R}{L}$

⑥ $F_{L(2)} = \frac{R + \Delta R}{L}$

* () 内は図-3.31より
 求められる基準細粒含有率

表-4.11 簡易液状化解析の計算例 (勘助)

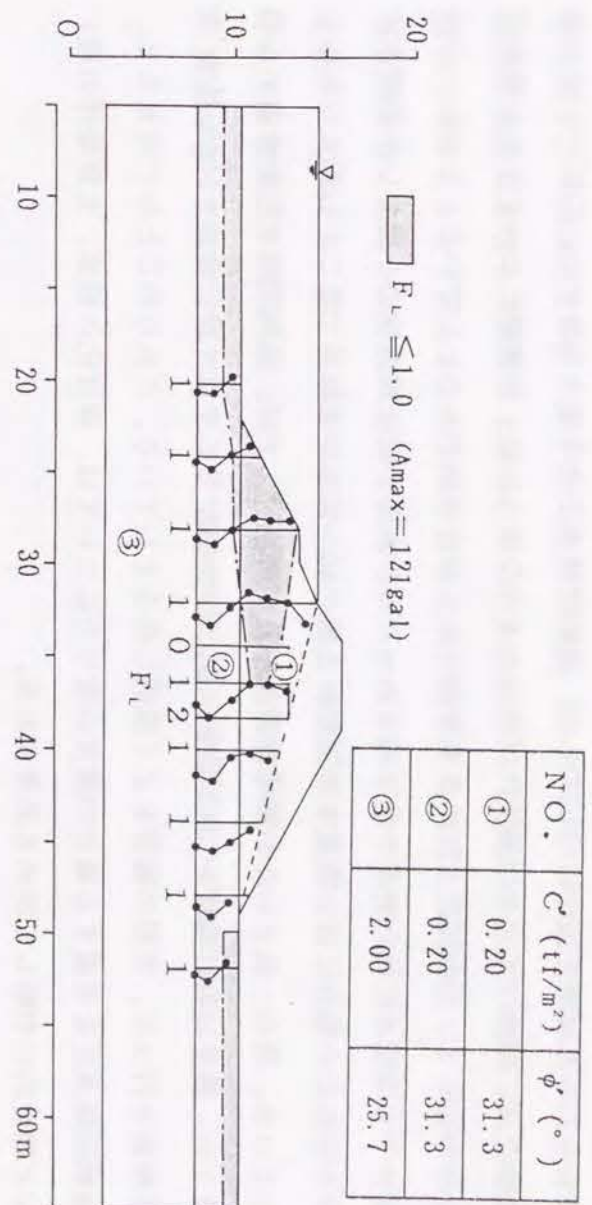


図-4.31 簡易液状化解析 (勘助)

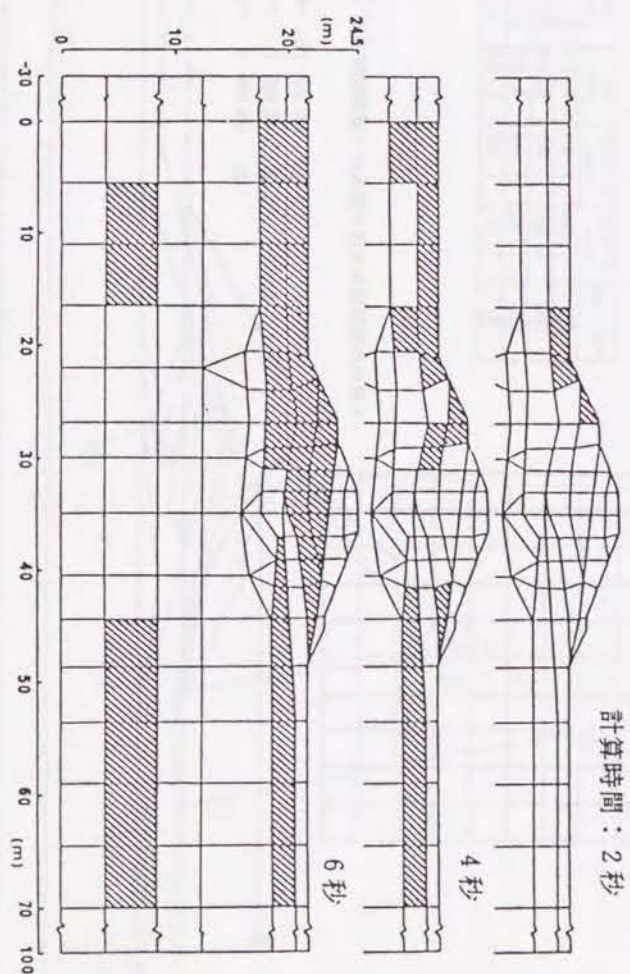


図-4.32 液状化領域 (弾塑性応答解析) 26)

図-4.33中の数字はこうにして求めた全水圧の等高線である。これについてすべり解析を行った結果を図中に示してある。過剰間隙水圧を考慮する場合に、石原²⁷⁾は土構造物全体にわたって完全な液状化が生じるような場合には、地震動によって生じる慣性力をゼロにして、過剰間隙水圧のみを考慮した方が合理的であるとしている。しかし、この場合でも間隙水圧の上昇が中途半端であったり、あるいは土構造物の一部分しか間隙水圧が上昇しない場合には、震度を普通用いる値の50~70%位を採用することも考えられるとしている。捨石・鉋さいたい積場建設基準及び解説¹⁸⁾では、過剰間隙水圧を考慮する場合でも、震度は設計震度を100%見ている。田中らは¹⁹⁾、やはり設計震度を100%見て安定解析を行って、実際の被害をよく説明し得るとしている。これらのことから考えると、過剰間隙水圧を考慮する場合の震度の取り方については、液状化の程度、土質条件の違いなど総合的に判断して決める必要がある。

ここでは、過剰間隙水圧を考慮する場合に震度の取り方として、(4-19)式から求められる値から、① $K_h=0$ ② $K_h=0.0803$ ③ $K_h=0.0401$ の三ケースについて解析を行った。

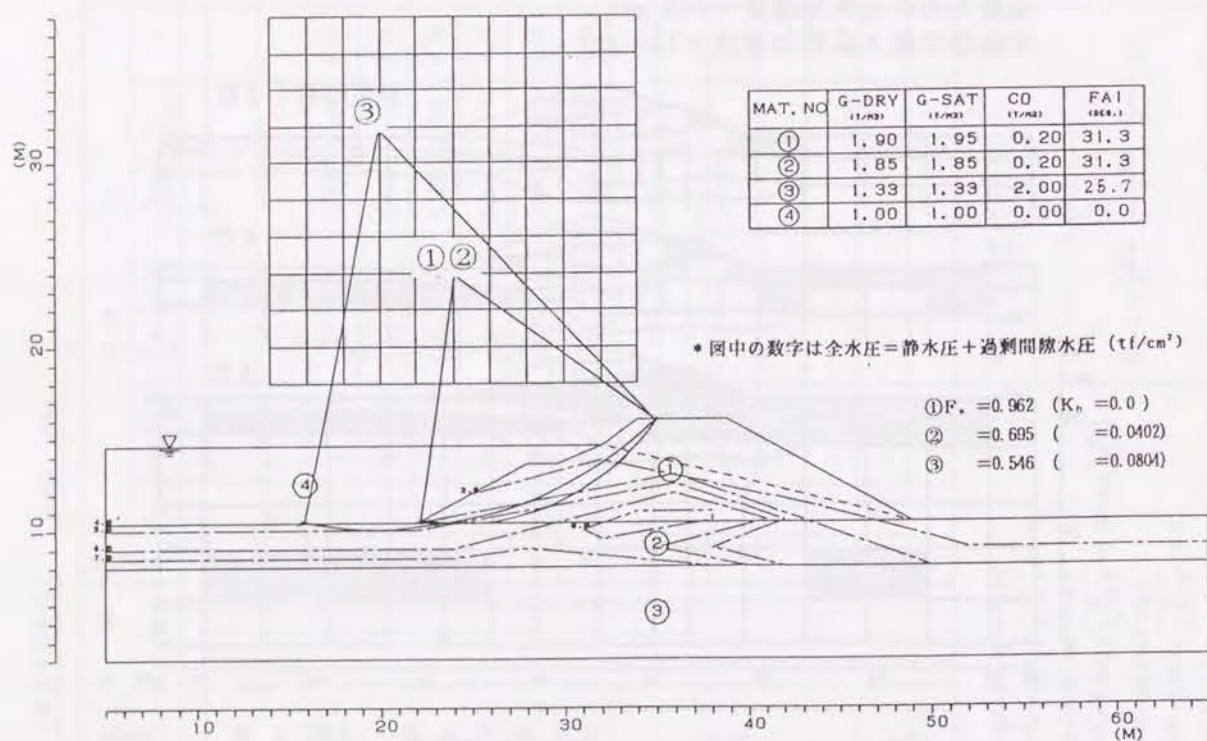


図-4.33 過剰間隙水圧を考慮したすべり解析(勘助)

すべり安定解析を行った結果、過剰間隙水圧を考慮しない場合でも、 $K_h=0.0803$ で、安全率 $F_s=0.806$ と1.0を下回っている。これは、低いダムでは粘着力成分 C' の大小が安全率に大きな影響を及ぼすことから、 C' がほとんどない砂質土のような場合には、しばしば安全率が1.0を下回ることがある。一方過剰間隙水圧を考慮した場合には、地震力 K_h をどのようにとるかによって結果が異なるが、いずれの場合でも安全率が1.0を下回っている。この例では、図-4.32からわかるように、過剰間隙水圧がかなり上昇した領域が多いので、震度 K_h を100%見るのには不合理と考えられる例である。

震度の取り方については、4.3.3の他のため池の解析例の中で検討する。

4.3.3 本方法による安全率と沈下量の関係

日本海中部地震で被害を受けた、ため池5ヶ所と無被害ため池2箇所について解析を行ってみた。解析対象のため池は、地震被害状況がはっきりしていて、堤体、基礎地盤のボーリング調査・室内力学試験を行い土質特性を詳細に把握しているため池を選定した。表-4.12, 4.13は解析を行なったため池の諸元と安定解析条件である。土質定数のほとんどは力学試験に基づいて決定したが、試験を行っていないものについては、3章の図-3.13, 3.14より強度を決定した。

表-4.12 解析対象のため池の諸元

NO.	ため池名	堤体の強度		地盤の強度		震 度 K_h	過剰間隙水圧の考慮	備 考
		C (kgf/cm ²)	ϕ (%)	C (kgf/cm ²)	ϕ (%)			
1	勘 助	0.2	31.3	(1) 0.2 (2) 2.0	31.3 25.7	0.0803	有	
2	八郎潟	0.2	33.0	(1) 0.2 (2) 0.2 (3) 0.3	35.0 31.0 36.0	0.0783	有	
3	上の頭	0.2	32.3	0.4	32.3	0.0915	有	
4	山 中	0.3	35.0	0.2	34.0	0.04	有	上流側法面を矢板で補強
5	大 沼	0.2	29.5	0.2	35.0	0.0623	有	
6	堂の下	0.4	32.3	2.0	25.0	0.0822	無	
7	練 井	0.4	32.8	0.3	37.0	0.040	有	

表-4.13 安定解析条件

NO.	ため池名	所 在 地	堤 高 (m)	土質 (土質統一分類)		地盤種別 (1~4種)
				堤 体	基礎地盤	
1	勘 助 沼	青・木造町	5.4	SP-SM	SP-SM, P _t 互層	4
2	八郎潟堤防	秋・八郎潟	3.6	SP	SP	3
3	上 の 頭	秋・若美町	7.0	SM	SM	2
4	山 中	青・三沢市	4.0	SC	SC	4
5	大 沼	青・市浦村	6.2	MH	SC	2
6	堂 の 下	秋・琴丘町	8.5	SP(上部1 m) MH	GC	2
7	練 井	秋・三沢市	4.0	SC	SC	2

NO.	震央距離 (Km)	地表面加速度* A_{max} (gal)	天端沈下 (解析断面) (m)
1	114	121	1.5 ~ 1.8 (最大)
2	94	118	1.1
3	82	138	0.60
4	194	70	0.40
5	129	94	0.20
6	93	124	0
7	194	60	0

*新耐震設計法 (案), 1977, 158Pの式より

解析のケースとして

(1) 過剰間隙水圧を考慮しない場合

(1)-① 常時 (震度 $K_h=0.0$)

(1)-② 地震時 (4-17) 式から求めた値の K_h を入れる)

(2) 過剰間隙水圧を考慮した場合

(2)-① $K_h=0.0$

(2)－② (1)－②のケースで求めた K_h の50%を入れる

(2)－③ (1)－②のケースで求めた K_h の100%を入れる

の5ケースの解析結果からすべり安全率と沈下量の関係を求めたものを図－4.34に示す。図中の数字は表－4.12で示したデータのNOを示す。沈下量の絶対値とすべり安全率の関係を検討した例としては参考文献^{20)・24)}がある。次に沈下量のかわりに、沈下率＝(沈下量／堤高)×100をとったもの図－4.35に示す。これは堤高によって沈下量のもつ意味も異なるために、沈下量の正規化を考えたものである。図－4.34、4.35を比べて見ると、図－4.37の結果の方がすべり安全率との関係が明確であり、図－4.35ではすべり安全率と沈下率の関係が逆転しているケースもある。

しかし、堤高の違いによって沈下量のもつ意味も異なってくるために、沈下率で考えた方がより一般的であると考えられる。天端の沈下量には、すべりによる沈下と液状化による堤体及び基礎地盤の体積収縮が合わさったものになる。すべりが完全に生じたような場合には、体積収縮による沈下量は、すべりによる沈下量と比べると相対的に小さい。このように、沈下の原因にも本質的な違いがあるために図－4.35の結果のばらつきがあると考えられる。しかし、現時点では過剰間隙水圧を考慮した動的応答解析においても、沈下量を正確に算定するには限界がある。そこで、このような応力～変形解析によらないで、工学的な立場に立って、安全率と沈下率を結びつけることにも意味のあることと考えられる。このようなことから図－4.35の関係を検討した。

まず、(1)－②のケースの結果を黒丸●で示してある。このケースではすべり安全率はすべてのケースで1.0を上回っている。また、すべり安全率 F_s と天端沈下率の関係もはっきりしなく、沈下率が30%をこえる事例においてもすべり安全率が1.5をこえている。

(2)のケースでは、すでに述べたように水平震度 K_h をどの程度見込むのがよいかが問題となる。前に述べた、「NO. 1」の例では過剰間隙水圧の上昇が大きいために、水平震度を100%見ることは、妥当性に欠ける面があるが、「NO. 4, 5」については過剰間隙水圧の上昇が少ないので水平震度を100%見てもよいと考えられる。

全ケースについて震度を100%見込んだ場合のすべり安全率と沈下量の関係を図中の実線で示す。このようにすると、すべり安全率 $F_s=1.0$ を、沈下率が10%（堤高5mの時50cmの沈下）以上と以下を区別する値とすることが出来る。さらにすべり安全率 $F_s=0.80$ を沈下率20%（堤高が5mの時100cmの沈下）以上と以下の場合に区別する値とする

ことが出来る。

次に震度を50%見た場合のすべり安全率 F_s と天端沈下率の関係を図中に一点鎖線で示す。これを見ると $F_s=1.0, 1.2, 1.5$ で沈下率が25%, 20%, 10%の場合を区別することが出来ることがわかる。物理的にはすべり安全率 F_s が1.0以下では完全にすべりを生じることになり、それ以下の数値はあまり意味をもたなくなる。また $F_s=1.0$ 以上ではすべらないということになるが、実際には F_s の値と沈下率の間には一定の関係が認められる。ため池の平均的な堤高を5mとして、沈下率が10%以下であれば50cm以下の沈下になり、表－4.2中の被害区分で被害は小になる。したがって実用的な観点からは、沈下率10%の時の安全率 $F_s=1.0$ が得られる方法、すなわち震度を100%見込んだ解析結果が全体的には合理的であると考えられる。

なお図－4.34の関係を求めたため池の内被害のあったため池の堤高は、3.6～7.0mの範囲であったので、この範囲にある堤高のため池については、図－4.34の関係をを用いても実用的にはよいと考えられる。すなわち、過剰間隙水圧を考慮しかつ震度を100%とってすべり安全率 F_s が1.0以上を天端の沈下で50cm以下、1.0～0.8までを50～100cm、0.8以下を100cm以上の沈下に区別することが可能である。

次にすべり円の通る位置について考察してみる。すべり円の通る位置は、考える地震力の違い、貯水位の違い、基礎地盤と堤体の強度の大きさ及びその関係などによって異なるため、全体としてそれほど明確な傾向はないが、今回検討した事例では堤体及び基礎地盤とも砂質土で、それらの強度が同じ程度である場合に、すべり円は堤体部を通らずに堤体直下数m以内の深さの地盤部分を通っている傾向がある。また堤体が砂質土で、その直下に粘性土がある場合、あるいは地盤が砂質土でも強度の大きな地層がある場合には、すべり円はそれらとの境界を通っている。

以上より、過剰間隙水圧を考慮したすべり解析を行うことにより、実際の被害の程度（沈下率）とすべり安全率の関係がより明確になることがわかった。解析ケースも十分とは言えないが、土質定数などは正確に把握して解析を行っているので、上記の結論は妥当性があると考えられる。

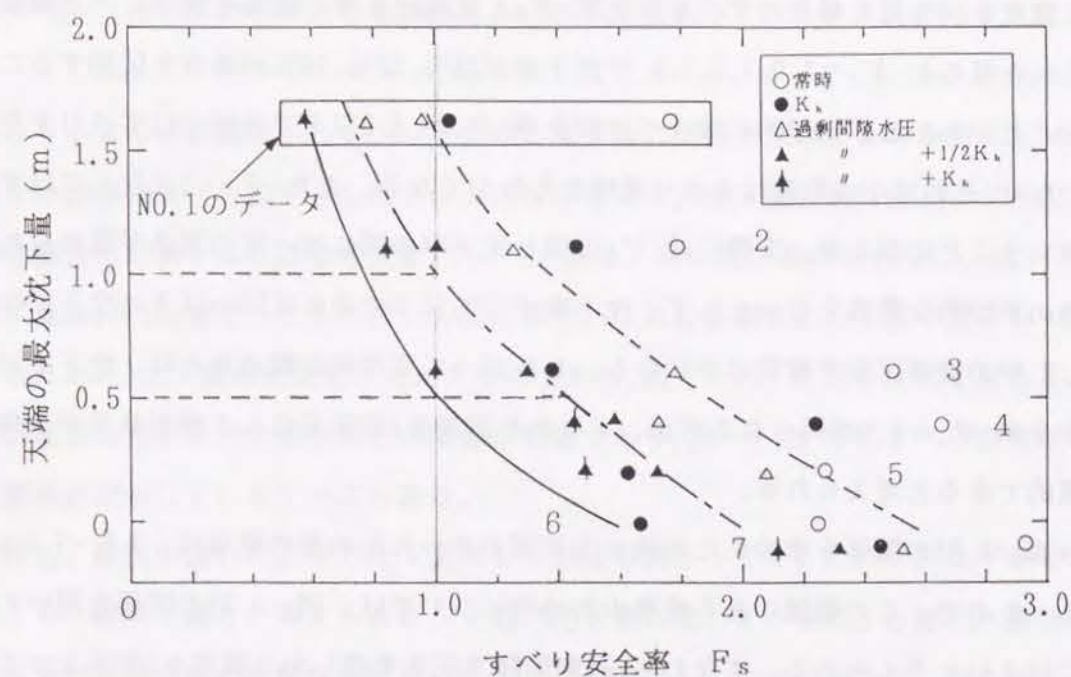


図-4.34 すべり安全率と沈下量の関係

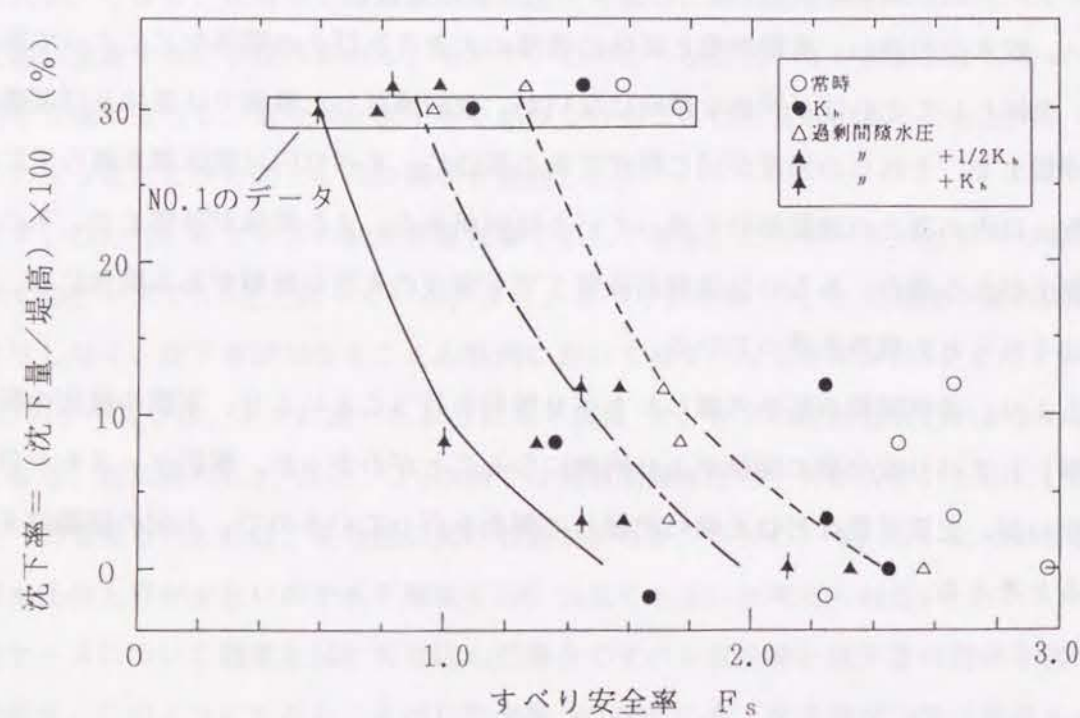


図-4.35 すべり安全率と沈下率の関係

4.4 まとめ

小規模なため池は、数も多く大規模なダムのように、詳細に耐震性を検討することは実用的には難しい。このため、堤体及び基礎地盤のN値及び土質分類から、簡易耐震判断を行う方法を検討した。この方法を、日本海中部地震で被害を受けたため池、及び無被害のため池に適用した。この結果、簡易耐震判断法でも耐震性の判断がほぼ出来ることがわかった。

さらに詳細な検討方法として、日本海中部地震での無被害、被害の事例に過剰間隙水圧を考慮したすべり解析を行ったところ、すべり安全率と天端の沈下率(%) = (沈下量 / 堤高) × 100 に相関関係が認められ、沈下率の推定が可能となることがわかった。この方法は過剰間隙水圧を考慮した動的応答解析と比較すると、理論的にはかなり単純化している点があるが、ため池の地震時の安全性評価法としては実用的には有用な方法であるといえる。

参考文献

- 1) 建設産業調査法： 軟弱地盤ハンドブック，pp.209～215，1981
- 2) 建設省土木研究所： 新耐震設計法（案）、土木研究所資料第1185号，1977
- 3) 建設省河川局治水課： 河川・海岸施設の耐震性調査要項，1979
- 4) K.Terzaghi,R.B.Peck： Soil Mechanics in Engineering Practice 2nd ED, 1967
（星野・加藤・三木・榎並訳）山海堂，1969
- 5) 農林省構造改善局： 土地改良事業計画設計基準（設計農道（その1）・舗装），
1982
- 6) 建設省河川局： 建設省河川砂防基準（案）調査編、山海堂，1977
- 7) 日本国有鉄道建設局： 土構造物の設計施工指針，1967
- 8) 日本農業土木総合研究所： 農業用ダム施設適正管理に依るデータ分析手法の研究
業務報告書，1983
- 9) 松村孫治： 地震動による土堰堤の変形、内務省土木試験所報告，28号，pp.1～66，
1934
- 10) 畑中元弘： 突堤の自由振動について，土木学会誌，36巻10号，pp.11～15，1941
- 11) 畑中元弘： 土堰堤の振動に関する3次元考察，土木学会誌，37巻10号，pp.1～6
1941
- 12) 安中正実： 深田ダムの動弾性模型実験によるフィルダムの三次元的動特性，農業
土木試験条報告，第159号（CE-2），pp.1～8，1984
- 13) 安中正実： アースダムの動弾性模型実験と三次元固有値解析，農業土木学会論文
集，第124号，pp.19～25，1986
- 14) 日本道路協会： 道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），1982
- 15) 岩崎敏男、川島一彦、高木義和： 地震を特定した場合の地震動の推定法に関する
研究，土木研究所資料 1389，1978
- 16) 佐々木康、沢田善治、安田進、田上裕： 高瀬川高潮堤防の耐震性調査，土と基礎，
Vol.35，No.8，pp.19～24，1987
- 17) 中国四国農政局笠岡湾干拓建設事業所： 笠岡湾干拓事業・東側堤防耐震検討（そ
の2）業務報告書，第2部耐震解析編，1985
- 18) 通産省立地公害局： 捨石、鉱さいたい積場建設基準及び解説，pp.38～42，1982
- 19) 田中正人、石崎勝義： 震災事例からみた堤防の危険度把握に関する一考察，第37回
土木学会学術講演会，pp.653～654，1982
- 20) 安田進、山口勇、田中猛： 液状化と沈下量、過剰間隙水圧，第36回学術講演会講
演概要集第3部，土木学会，pp.94～95，1981
- 21) 古賀泰之、末尾修： 地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察，土と基
礎，Vol.36，NO.5，pp.37～42，1988
- 22) 吉見吉昭： 砂地盤の液状化，技報堂出版，pp.52～56，1981
- 23) 松尾稔、板橋一雄、佐々木康： 実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関す
る研究、土木学会論文集、NO.343，pp.25～33，1984
- 24) Seed,H.B: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level
ground During Earthquake, ASCE, Vol.103 , NO.GT7, pp.757～768, 1977
- 25) 田中忠次、谷茂： ENDOCHRONIC理論の基づく砂の繰返し三軸試験の液
状化解析、農業土木学会論文集、No.132，pp.51～61，1987
- 26) 田中忠次、安中正実、谷茂： 小規模アースダムの液状化解析，第21回土質工学研
究発表会，pp.647～648，1986
- 27) 石原研而： 土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，Vol.28，NO.8，
pp.3～8P，1979

第5章 ため池の改修

前にも述べたように、我が国では、ため池と呼ばれる小規模アースダムが現在25万個あるといわれている。近年に至るまでその多くは人力による経験的な方法で築造され、全体の約93%が堤高15m以下である。これらのため池は、老朽化に伴って漏水、取水施設の損傷など、何らかの形で機能障害を生じている例も多い。これらは機能障害にとどまらず、降雨、地震などによって決壊などの大きな被害の誘因となる可能性がある。特にため池は決壊により貯留水が瞬時に下流に流れるため、その被害の規模も大きい。

このような老朽化したため池の改修・補強は昭和28年度に「老朽ため池等整備事業」で制度化されて以来、現在では（1）ため池等整備事業（土地改良事業）、（2）防災ため池事業（土地改良事業）、（3）災害復旧事業及び、（4）ため池災害関連特別事業（災害復旧事業）の制度がある。この内（1）、（2）は未然に災害を防止するために改修を行うものである。これに対し（3）、（4）は災害が生じたあとの復旧事業である。これらの制度の目的・採択基準は、巻末194～195ページにあげてある「ため池に依る整備事業の概要」の通りである。（1）のため池等整備事業では、ため池の要改修の判定は次の事項等から、ため池の安全性が失われる危険性があるかどうかによって判断される¹⁾。

- ① 堤体内、堤体と基礎地盤との境からの漏水（1 l/s / 堤頂100m）
- ② 洪水吐の老朽化、断面不足
- ③ 侵食、沈下による堤体の断面不足（変形率5%以上）

ため池の改修工事では、一般に小規模であるため、調査では省略される項目も多い。堤体の設計でも、安定計算をせずに標準的な値から諸元を決めることが多い。このため、堤体の改修事業を既に行ったため池、あるいは地震によって災害を受けて災害復旧がされたにもかかわらず、以後の地震によって再び災害を受けた例も少なくない²⁾。「山中」ため池（三沢市）は十勝沖、宮城県沖、日本海中部地震と三度にわたって、被害を受けている。また、「勘助」ため池（木造町）では、十勝沖地震と日本海中部地震で大きな被害を受け、その被害形態、沈下量ともよく似ている³⁾。このことは災害復旧工法が必ずしも十分ではなかったことを意味している。このような被害は堤体もしくは基礎地盤が地震時に液状

化したためと考えられる。このようなことから、堤体及び基礎地盤がゆるい砂で出来たため池の場合には、改修工法を決める場合に、地震時の安全性の評価が特に必要と考えられる。

第2章においては、ため池の地震被害の特徴を調べてきた。この調査結果から、堤体と地盤の土質情報（N値、土質分類）から簡便にため池の耐震性を判定する手法を提案した。また第3章では、簡便な土質情報から力学強度等を推定する関係を導いた。この結果を利用して、第4章では、地震による過剰間隙水圧を考慮したすべり安定解析法をいくつかのため池に適用し、その手法の検証を行った。これらの方法によって、地震時の安定性が懸念される場合に、ため池の改修が必要となってくる。

5.1 ため池の一般的な改修工法¹⁾

ため池の改修は、堤体部（取水施設を含む）と基礎部の改修に分けられる。

5.1.1 堤体部の改修工法

堤体の改修工法として、①前刃金工法（図-5.1）、②堤体グラウト工法、③表面遮水工法などがあるが、①の改修工法が全体の90%を占めているのが実情である。表-5.1は各工法を比較したものである。これらの工法の中から、安全性、経済性から考えた適切な工法を選択するとしている。安全性については止水性の確保が主であり、特別な場合を除いて力学的な安定計算を行わない。このため、斜面勾配についても、アメリカ開拓局の低ダム基準の例（ダムの計画と設計、米国開拓局編（日本大ダム会議訳 1966））を参考にしている。一般的に安定した基礎地盤で、上流側は2.0～3.0割、下流側は2.0～2.5割とし、軟弱地盤の場合には上下流とも3.0割以上とし、必要に応じて押さえ盛土が行われる。この他に、堤体の余裕高、堤頂幅についても堤高に応じて決められるが詳細は省く。

次に、取水施設の改修について述べる。取水施設の主なものとして斜樋、底樋があり、これらの施設は大ダムでは堤体部に取りつけられることはないが、ため池の場合には堤体部にあるものが多い。ため池では既存の斜樋、底樋が木製のものが多く、破損しているものも多い。底樋の改修工法には次のようなものがある。

① 開削工法：堤体をV字型に開削し、旧取水施設を取り除き、新設する。ヒューム管

（φ600mm程度）を鉄筋コンクリート巻立てとすることが多い。

② 圧入工法：堤高が高くなると、開削工法では土工量が多くなるため、この工法が採用されることもある。φ800mm以上の推進管を油圧機械で圧入し、漏水を防ぐためパイプ内面から管周囲のグラウトを行う。

③ 旧樋管の内側に新設管を挿入する工法：旧管の口径が大きい場合にはこの工法が可能となる。漏水防止のため新旧両管の間の空隙を、グラウトにより充填することが必要となる。

表-5.1 堤体改修工法の比較

事項	前刃金工法	堤体グラウト工法	表面遮水工法
漏水状況	堤体からの漏水が全般的で漏水量が多いこと	①漏水経路が明確で漏水量が少なく1箇所にとどまっているとき。 ②漏水が地山との接触部あるいは底樋などの構造物の周辺からのとき	堤体基礎からの漏水が全般的で漏水量の多いとき
堤体断面	①断面の不足または余裕高不足のため堤体の断面整形、かさ上げを同時に施工するとき ②斜面保護工と同時に施工するとき	堤体断面がそのまま止水だけを目的とするとき	堤体断面がそのまま止水だけするときも、断面の整形、かさ上げを同時に施工するときも、いずれの場合にも向いている
堤高	比較的低いとき	比較的高いとき（おおむね10m以上）	比較的低いとき
コア材	材料の入手が容易なとき	材料の入手が困難なとき	同左
施工日数	非灌漑期のみ、また気象、気温に制限されるため、積雪地帯では施工可能日数は限られる	場所によっては貯水位に関係なく施工可能	非灌漑期のみ
効果	効果が確実	効果を確認しつつ施工する	一部でも破損すると効果がなくなるので、定期的なメンテナンスが必要となる

5.1.2 基礎部の改修工法¹⁾

ため池の約70%は明治以前に作られたもので、基礎処理が不十分で、基礎部からの漏水が生じている場合がある。ため池の基礎処理では、漏水及びパイピングを防止することが主な目的である。このための改修工法として次のようなものがある。

- ① 不透水ブランケット：基礎地盤に比べて、かなりの不透水性の材料で、上流側法尻から上流側地盤を覆う。
- ② 止水トレンチ工法：上流側法尻に掘削したトレンチを不透水性の土質材料やコンクリートで埋めもどす。
- ③ グラウト工法：グラウチングによって基礎地盤からの漏水量を抑制させ、同時に弱い部分を固め支持力を強化、均一化するのが一般的な目的である。ため池では、通常止水のみを目的としたグラウチングが行われている。
- ④ 矢板工法：透水層にシートパイルを打ち込み止水するものである。

以上述べたように、通常ため池の基礎部の改修では基礎地盤の止水性を確保することが主目的であり、支持力強化を直接の目的で行うことは少ない。

5.2 ため池の改修事例

5.1.2 で述べたように、従来のため池の改修では止水性の確保が主な目的であった。堤体が粘性土で作られ、基礎地盤が良好な場合には、日本海中部地震の調査からも大きな被害の発生することは少ないと考えられる。

静岡県相良町にある西側ため池で、前刃金工法によって改修されたため池の改修前後のすべり安全率について検討してみた⁴⁾。図-5.1, 2 は改修前後の堤体の標準断面である。図-5.3 は土質柱状図である。このため池では前刃金工法及び斜樋・底樋の取り替えによる改修が行われた。表-5.2 は堤体及び基礎地盤の土質定数である。この定数を用いてすべり安全率を求めたものが表-5.3 である。改修前には上流側の地震時のすべり安全率は1.09とダム安全率の基準である1.20を下回っていたが、改修により1.37となっている。この結果からして、標準的な改修を行うことによって、かなりの安全率の向上が図られ、耐震上も安全であるといえる。なお、この解析例では粘性土の地震時の強度低下は考慮していないが、文献⁵⁾の試験結果によると粘性土では常時強度からあまり下がないことが確かめられているので、同じC'、 ϕ' を用いても大きな誤差はないと考えられる。

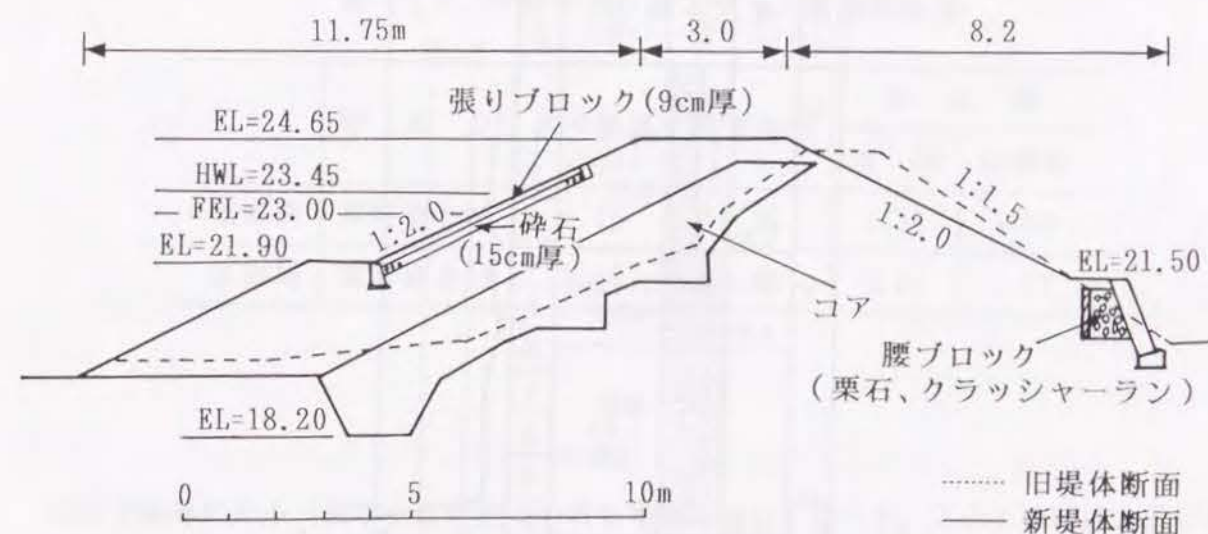


図-5.1 堤体標準断面図（西側ため池）

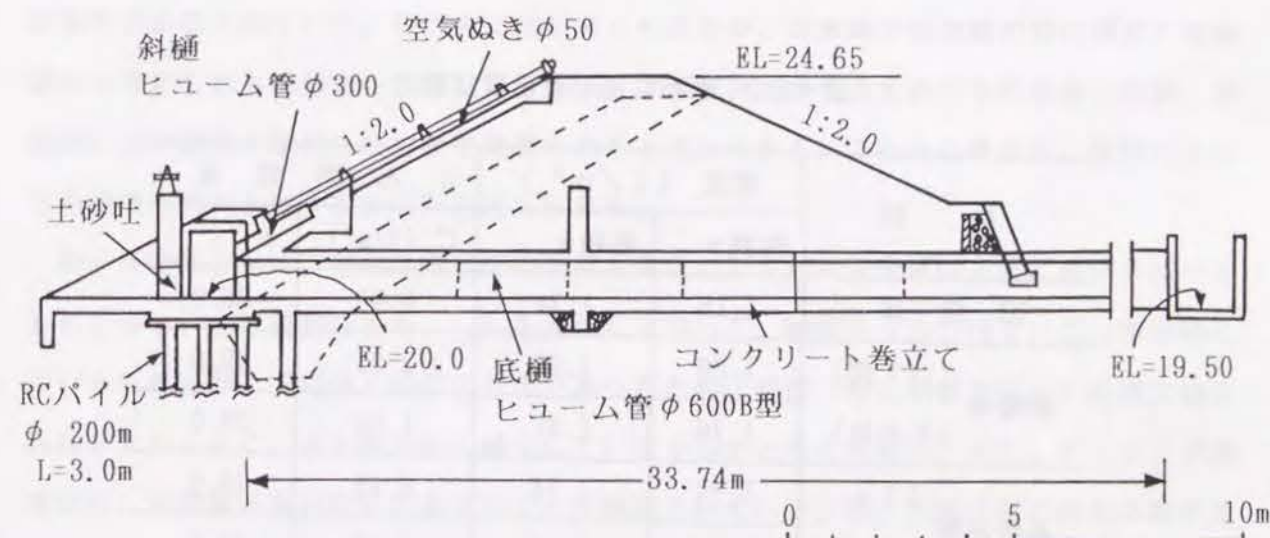


図-5.2 取水施設構造図（西側ため池）

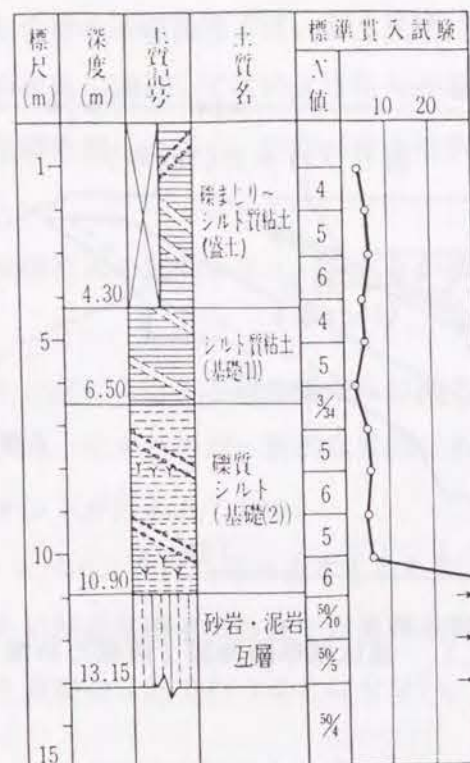


図-5.3 土質柱状図（西側ため池）

表-5.2 解析に用いた土質定数

材 料	密度 (t/m^3)		せん断強度	
	湿潤 γ_t	飽和 γ_{sat}	$C' (t/m^2)$	$\phi' (^{\circ})$
旧堤体	1.15	1.74	0.45	28.0
新堤体 (コア部)	1.86	1.96	2.31	30.0
新堤体 (その他)	1.76	1.91	1.80	29.0
基礎地盤 (Ⅰ)	1.74	1.74	0.45	28.0
基礎地盤 (Ⅱ)	1.83	1.83	2.06	32.6

表-5.3 円形すべり面スライス法解析結果

	貯水位	水平震度	計算斜面	安全率	
				常時	地震時
改修前	常時満水時	0.15	上流	1.98	1.09
改修後	常時満水時	0.15	上流	2.64	1.37

次に青森県にある「勘助」ため池での改修事例について述べる。このため池は、前にも述べたように十勝沖地震の時に大きな地震被害を受けて災害復旧されている。日本海中部地震でも沈下量が1.5mをこす大きな被害を生じている。図-5.4, 5.5 は被害状況を示したものである。改修時の資料については一部分しか残っていないために、改修に用いた土についてははっきりしない。図-5.6は十勝沖地震の時の復旧計画である。災害復旧は現状回復が原則である。復旧にさいしても旧堤体を一部段切りして、その上に新堤体を盛り上げる方法が取られていた。前刃金工法と考えられるが、日本海中部地震の時の調査では新堤体と考えられる部分の一部に、旧堤体よりは細粒分が多く含まれたものがあつたが、全体的には旧堤体と類似した材料で築堤されたと考えられる。これらのことから、復旧によっても耐震性の向上は少なかったと考えられる。

均一な堤体として、過剰間隙水圧の上昇を考慮したすべり安全率は4章において述べてあるように、上下流斜面とも、1.0 を大きく下回って、被害をうらづけている。復旧時に用いられた土が、旧堤体と類似のものであつたため、強度（特に粘着力 C' ）の増大はそれほど大きくなく、また透水性も減少していなかったと考えられる。また、ボーリング調査から、浸潤線が高い位置にあつたことが確認されている。新、旧堤体材で透水係数の差も少なく、飽和領域も多かったために地震時に堤体及び基礎地盤が全面的な液状化を生じ大きな被害が発生したものである。

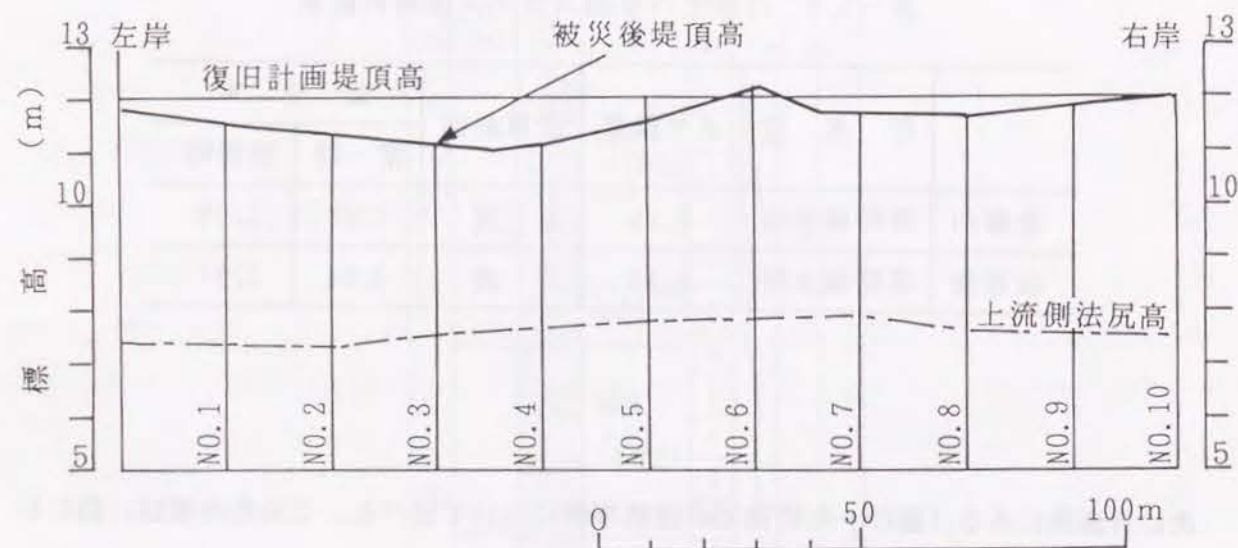


図-5.4 十勝沖地震の時の被災状況（勘助、縦断面図）

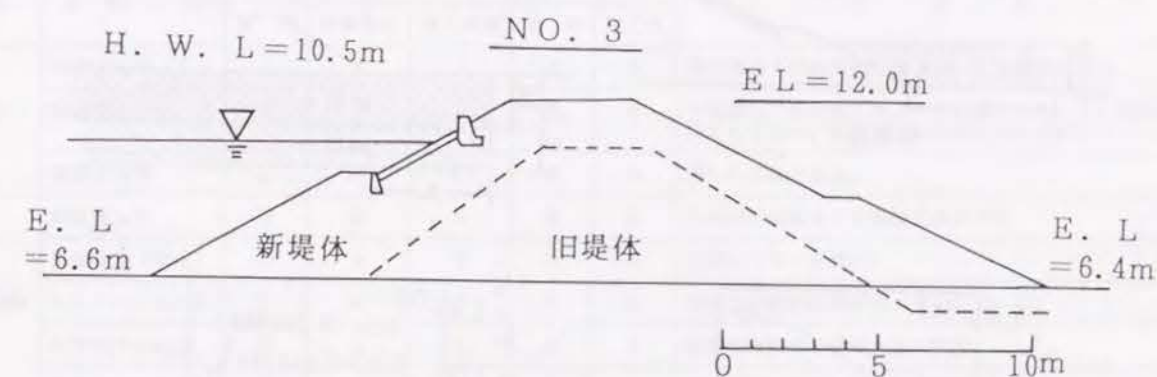


図-5.6 堤体標準断面（勘助、十勝沖地震時の時の復旧計画）

5.3 耐震性を考慮した改修工法

堤体または基礎地盤が砂質土である場合に、地震時に過剰間隙水圧の上昇をもたらし、被害が生じやすい。このような場合に、どのように耐震補強策を施せば被害を防止もしくは軽減させるかが出来るかを次に述べる。

5.3.1 耐震性を考慮した一般的な改修方法

液状化対策工の基本としては、基本的に5つの対策が考えられる⁶⁾。

- (1) 密度の増大をはかる対策工法～バイプロフローテーション工法、サンドコンパクションパイル工法、動圧密工法
- (2) 地下水位の低下または有効応力の増大を図る対策工法～ウエルポイント工法、押え盛土工法
- (3) 粒度改良または固結による対策工法～置換工法、深層混合処理工法
- (4) 間隙水圧の消散を図る対策工法～砕石ドレーン工法、
- (5) せん断変形の抑制による対策工法～連続地中壁工法、シートパイル工法

これらの対策工法は現場の状況、工事費などの比較によって最も適切なものを選択される。盛土構造物の耐震補強工法について検討した例として図-5.7 がある。

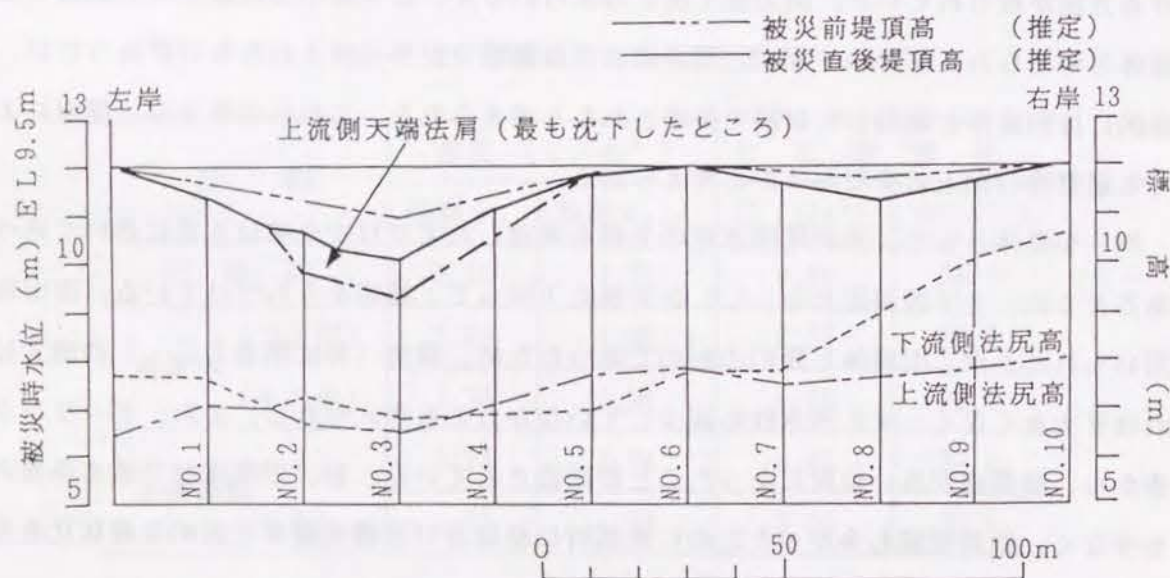


図-5.5 日本海中部地震の時の被災状況（勘助、縦断面図）

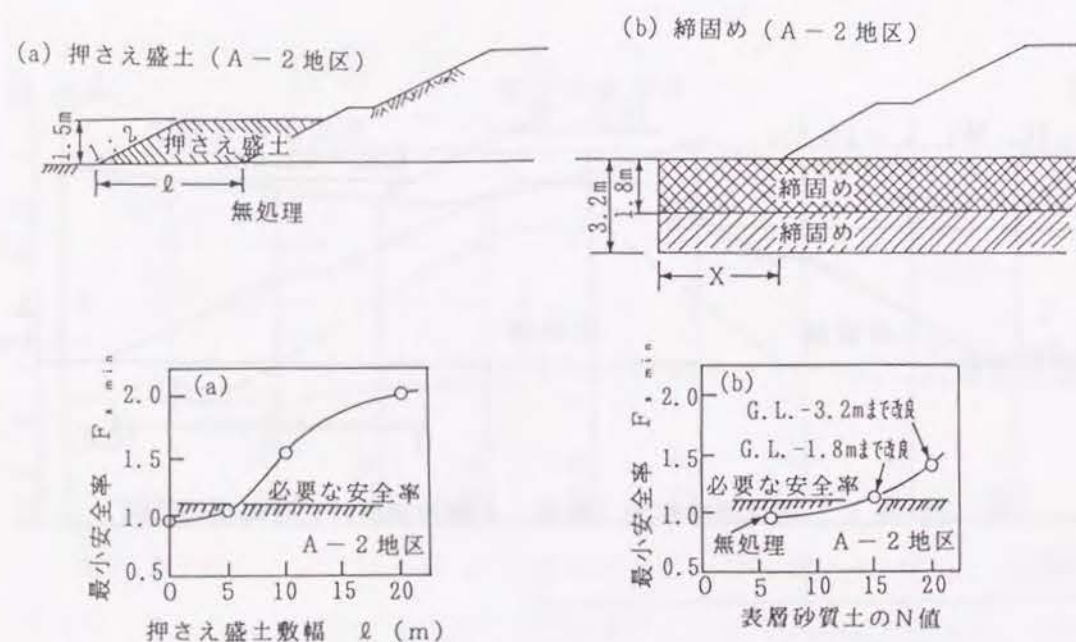


図-5.7 対策工効果の確認結果図 (高瀬川高潮堤防)

これは、新設の河川堤防であるために、堤防直下の基礎地盤についても改良することが可能であった。検討の結果、粘性土地盤の動圧工法もしくは押え盛土工法が適切であると結論づけられたが、押え盛土工法の場合は押え盛部先端部付近の液状化は避けられないとしている。しかし、ため池の場合には堤体部の浸潤線以下の部分が飽和されることと、基本的には旧堤体を大部分残すため、堤防直下の基礎地盤の改良は難しい点が河川堤防の場合と大きく異なる。ため池の液状化対策工法として考えられる工法をまとめたものが表-5.4 である。基礎地盤の改良工法には、最近ではプラスチックなどを用いて、地震によって発生した過剰水圧を消散させる工法等も開発され実用化しつつある。

表-5.4 液状化対策工のまとめ

対策法	主 な 工 法	検 討 事 項					そ の 他
		費 用	必要用地	施工実績	効 果	施工性	
堤体部	前刃金工法	A	A	A	A	A	浸潤線を下げ飽和領域を少なくする効果がある。
	動圧密工法	B	B	D	C	B	干拓堤防での対策工法として検討されているが実績はほとんどない。鉋さいダムの締固めに検討されている。
	補強土工法	B	A	C	B	B	新しい工法である。
基礎地盤	動圧密工法	B	B	B	B	B	ため池では堤体下の地盤改良が不可
	地盤改良 (固化)	B	A	B	B	A	比較的成本が高い。
	シートパイル工法	B	A	B	A	B	安価で比較的效果がはっきりしている。
	バイオフィーション工法	B	A	A	A	A	地盤の締固めと過剰水圧の消散
共 通	サンドコンパクション工法	B	A	A	A	A	圧密効果とせん断抵抗力の増大
	押え盛土工法	A	C	B	B	A	貯水容量を少なくする。

ただし A:優 B:良 C:可 D:不可

前刃金工法は、ため池の改修工法として最もよく用いられている。日本海中部地震の災害復旧でも表-5.5 のようにほとんどが前刃金工法となっている。この工法は遮水性を主な目的としているが、改修土の十分な締固めを行えばこれによる強度増加及び、飽和領域の減少によるすべり抵抗力の増大も期待出来る。

表-5.5 復旧計画一覧表 (日本海中部地震) ⁷⁾

復 旧 工 法	青 森 県 ・ 秋 田 県	
① 段切掘削、盛換え 段切掘削、盛換えのみ 前刃金工法 中心遮水工法	133 63 6	202
② グラウト工法	7	
③ 表面遮水工法 合成ゴムシート (ゴムマットを含む) アスファルトパネル	21 8	29

動圧密工法は、10～40 t の重錘を数10mの高さから落下させ地盤を締固める工法である。干拓堤防の堤体を締固める方法として検討されている例があるが、経済性、実績からしてため池には適切とはいえない。また、ため池の改修では、堤体直下の基礎地盤を改修することは難しく、上下流斜面法尻付近の地盤を極所的にしか改良出来ない。動圧密工法を含めて、締固め工法ではかなり広い平面的な広がりをもった改良を行うことが前提となっている。このためため池の場合には動圧密工法を地盤改良に用いても効果は少ないと考えられる。

補強土工法は、盛土内にジオテキスタイル、鉄筋及びアンカーなどを設置して、盛土の補強を図るものである。液状化地盤上の盛土を、ジオテキスタイルで補強した場合の効果については、振動台模型実験によって、沈下量抑制の効果が大きいことが確かめられている⁸⁾。しかしこの工法は、堤体全体に一樣にジオテキスタイルを設置するものであるため、新設の盛土の場合に限られる。堤体上下流斜面の表層だけを補強する場合の効果については定かでない。

シートパイル工法は盛土の法先に矢板を打設してすべり破壊の防止、地盤の側方変位の抑制及び水位の低下を図るものである。八郎潟干拓堤防の日本海中部地震のさいの災害復旧でもこの工法が採用されているが、この場合には矢板は水位の低下を図る工法として採用されていて、液状化対策工としては評価はしていない⁹⁾。鉄道盛土では直接的な耐震補強工法として、盛土付近の法先に矢板を打設し、その上端を盛土内を貫通したタイロッドで相互に結合して、盛土補強を行う工法が採用されている¹⁰⁾。

地盤改良工法は地盤中に石灰、セメント、高分子化合物などの地盤改良材を注入し混合することにより、地盤全体を強化する深層処理混合工法が代表的なものである。この工法は比較的成本が高いことが欠点とされている。現在、砂地盤の改良に適する工法も開発されてきていて、低コスト化、改良材、混入法が改善されればその価値は大きい。

押え盛土工法は盛土のすべり破壊を盛土斜面の法先においた盛土によって有効応力を増大し、すべりを防止する工法である。軟弱地盤上の干拓堤防などで昔からよく使われた対策工である。この工法は恒久的に押え盛土の用地が必要なため、小規模なため池の上流側では貯水量の減少が問題になる。また下流側にすぐ水田や道路がある場合にも、問題となる。日本海中部地震の「一の沢」（秋田県能代市）では上流側の押え盛土が液状化したために、斜面のすべりが発生したと考えられており、良質な粘性土を用いるか、十分に締固めを行った砂を用いなければ効果は少ない。

以上のように、ため池の類似構造物である河川堤防、干拓堤防で行われている耐震性を考慮した改修工法及び一般的な液状化地盤の耐震補強工法についてまとめた。

5.3.2 耐震性を考慮したため池の改修工法

5.3.1 で耐震性を考慮した一般的な改修工法について述べてきたが、ため池では河川堤防、鉄道盛土と異なり、常に堤防上流側に貯水され、盛土部が飽和されているので、盛土部の過剰間隙水圧の上昇を考慮する必要がある。これに対し、河川堤防、鉄道盛土では地盤のみが飽和されていて、基本的には地盤の液状化に対応する耐震補強工法といえる。

また、ため池では改修という制度上の制約から、盛土部全体の地盤を改修することは難しい。したがって、ため池の改修工法の原則は次のようになる。

- ① 上下流斜面先の基礎地盤の部分的な改修によって耐震性を向上させる。
- ② 堤体部では上下流斜面の表層部のみの改修によって耐震性を向上させる。
- ③ 貯水規模が小さいことや、堤防直下に水田が多いことから、出来るだけつぶれ地を作らない。
- ④ ため池周辺の道路が完備されていないことから、重機械の搬入が困難なことが多いので、出来るだけ小型機械で施工可能な工法であること。
- ⑤ 1件当たりの改修費が少ないため、低コストであること。
- ⑥ 液状化するようなため池では、周辺で得られる土も砂が多く、一般的には近傍で必要な粘性土の量が確保しにくい。したがって、出来るだけ現場近くで発生する砂を使うことによって、コストの低減を図る。

以上がため池の耐震性を考慮した改修工法であるが、次にこれらの考えを基本にして、ため池改修工法を提案する。ため池の地震被害では基礎地盤の影響が大きい。そこで基礎地盤の良否によって次の2つのケースに分けて改修を考える。

(1) 堤体直下に良質な基礎地盤が表される場合（ケース1）

図-5.8 に示すような事例について考える。このケースでは堤体下1 mに $N > 20$ の砂地盤が出てくる。 $N > 20$ であれば、地震による過剰間隙水圧の上昇はほとんどないので、これを考慮する必要はない。地震時の安全性を考える場合には地震力の大きさを考える必要がある。ここでは新耐震設計法（案）及び道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）の考えに基づき次のように考えた。

設計震度 $K_H : \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$

ここに K_0 : 標準設計水平震度で液状化を考慮するので0.15とする。新耐震設計法(案)では0.20としているが、道路橋示方書では従来の耐震設計指針、実測結果などを考慮して0.15と修正している。ここではこれに従い、 $K_0=0.15$ とすることにした。

Δ_1 : 地域別補正係数でA区分として 1.0

Δ_2 : 地盤種別補正係数で2種地盤として 1.0

Δ_3 : 構造物別補正係数で土構造物の場合 0.5

よって、 $K_H=0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.5=0.075$ を、改修を考える場合の標準水平震度とする。これを地震の最大加速度に直すと4章の考え方で、 $\Delta_{max}/980 \times 0.65=0.075$ より $\Delta_{max}=113\text{gal}$ となる。この値を用いて、過剰間隙水圧を計算した。

図-5.8のようなため池を改修する工法として、最も一般的な前刃金工法を採用した場合を検討してみる。改修部分の寸法は、ため池整備便覧に示してある標準的なものにした。一般に改修では下流側斜面については表土のはぎとりを行って、その上に張芝程度を行うことが多いが、実際の地震では下流側の斜面のすべり、崩壊も生じているため下流側についても改修を行ったケースについて検討する。

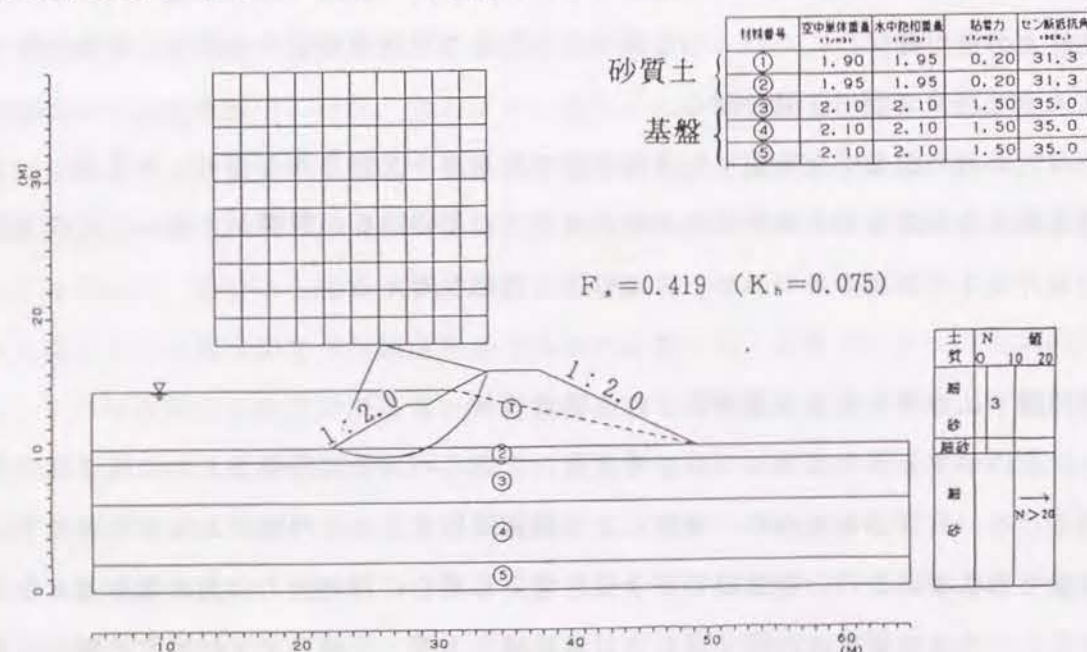


図-5.8 改修前の断面(ケース1-1)

ここでは、さらに前刃金工法に、新工法連続糸混入による補強土工法を、下流側斜面の改修に用いた場合についても検討する。これは、砂質土で築造されたため池では、ため池の周辺でも砂質土が多く良質な前刃金土や下流斜面の改良に用いる土が十分得られないことが多いため、現地で発生する砂質土を用いることが出来れば、より効率的改修が可能となるからである。さらに、連続糸で補強した砂質土はきわめて大きな強度が得られるため、少ない改修断面で十分な耐震補強効果があるためである。また、既設のため池では新設盛土のようにシート状のものを用いて補強することが難しい。

連続糸による補強土工法は、フランスで基本的に開発された工法である。この工法は、衣服などに用いられているポリエステル系の糸を連続して土の中に混入して土を補強しようとするもので、フランス国内においては主にコンクリート擁壁の代替工法として施工されているが、本格的に施工されてから5年程度しかたっていない。連続糸を混入した補強土の力学特性についてはフランスで研究されてきたが、液状化強度や盛土を補強した場合の結果についてはほとんど検討をされていなかった。そこで、いくつかの砂について、太さ150デニールの糸を混入した場合の力学的特性及び盛土の補強に用いた場合の効果について実験を行い補強効果を検討した。その結果、連続糸で補強した砂は粘着力 C' の増大が著しく、内部摩擦角 ϕ' の増大は少ない。砂の乾土重量の0.2%重量の糸を混入することにより $C'=10 \sim 15 \text{tf/m}^2$ 、 $\phi'=1 \sim 2^\circ$ の強度増加が見込まれることがわかった¹¹⁾。また、盛土構造物(堤高40cmの模型)の表層部を連続糸を混入した砂で補強することによって、盛土全体の沈下量を20~30%程度に減少させられることが、振動台模型実験から確かめられた¹²⁾。また、地盤も含めた大型振動台実験でも同様に補強効果が認められた。実験模型実験の結果を、定量的にそのまま実構造物にあてはめることは難しいが、連続糸の混入による耐震補強効果は十分に認められる。連続糸混入による補強土の特性及び振動台実験については5.4で詳しく述べることにする。

表-5.6は改修のケースについてまとめを示したものである。表-5.7は未改修部及び改修部の密度と強度定数である。ケース1-1は改修前の状態である。ため池の諸元及び土質データは前に述べた「勘助」ため池とほぼ同様である。ケース1-2は上流側斜面を粘性土(よく締固めたMHクラスの土)で改修し、下流斜面についても同じ粘性土で改修したものである。一般的には、下流側斜面については張芝程度の改修しか行わない例が多いが、ここでは上流側斜面よりは少ない断面を改修することにする。ケース1-3は、上流側はケース1-2と同じ粘性土で補強したもので、下流側は連続糸で補強した砂質土で

改修したものである。ケース1-4, 5はケース1-3, 4のケースの下流側斜面の勾配を1.5割にした場合である。ケース1-6はケース1-5の下流斜面の改修部分を縮小した場合である。これらの標準断面図を、次のケース2も含めて図-5.9~12に示す。

表-5.6 改修のケース

ケース	改修	上流斜面（前刃金工法）の補強	下流斜面の補強
ケース1	1-1 改修前		
	1-2 改修後	粘性土（2割勾配）	粘性土（2割勾配）
	1-3 改修後	粘性土（2割勾配）	補強砂（2割勾配）
	1-4 改修後	粘性土（2割勾配）	粘性土（1.5割勾配）
	1-5 改修後	粘性土（2割勾配）	補強砂（1.5割勾配）
	1-6 改修後	粘性土（2割勾配）	補強砂（2割勾配、改修断面を縮小したもの）
ケース2	2-1 改修前		
	2-2 改修後	粘性土（2割勾配）	粘性土（2割勾配）
	2-3 改修後	粘性土（2割勾配）	補強砂（2割勾配）
	2-4 改修後	粘性土+矢板（2割勾配）	粘性土+矢板（2割勾配）
	2-5 改修後	粘性土+矢板（2割勾配）	補強砂+矢板（2割勾配）
	2-6 改修後	粘性土+矢板（2割勾配）	粘性土+矢板（1.5割勾配）
	2-7 改修後	粘性土+矢板（2割勾配）	補強砂+矢板（1.5割勾配）
	2-8 改修後	粘性土+矢板（2割勾配）	補強砂+矢板（2割勾配、改修断面の縮小）
	2-9 改修後	粘性土+地盤改良（2割勾配, $C=10, 20, 30\text{tf/m}^2$ ）	粘性土+地盤改良（2割勾配, $C=10, 20, 30\text{tf/m}^2$ ）
	2-10 改修後	粘性土+地盤改良（2割勾配, $C=30\text{tf/m}^2$ ）	補強砂+地盤改良（2割勾配, $C=30\text{tf/m}^2$ ）

表-5.7 各土の土質特性

土質	湿潤重量	飽和重量	強度	
	ρ_t (t/m ³)	ρ_s (t/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (%)
砂質土	1.90	1.95	0.2	31.3
砂質土（基盤）	2.10	2.10	1.5	35.0
粘性土 （前刃金及び下流斜面の改修部）	1.86	1.96	2.3	30.0
補強砂質土 （連続系を混入したもの）	1.84	1.97	10.0	36.0
地盤改良した基礎部の砂質土	2.10	2.10	① 10.0 ② 20.0 ③ 30.0	0.0 0.0 0.0

表-5.8 すべり安全率（ケース1）

解析ケース	地震係数 K_h	上流側	下流側
		過剰間隙水圧を考慮	過剰間隙水圧を考慮
		F_s	F_s
1-1	0.075	0.42	0.97
1-2	0.075	1.27	1.22
1-3	0.075	1.27	1.51
1-4	0.075	1.27	0.95
1-5	0.075	1.27	1.39
1-6	0.075	1.27	1.39

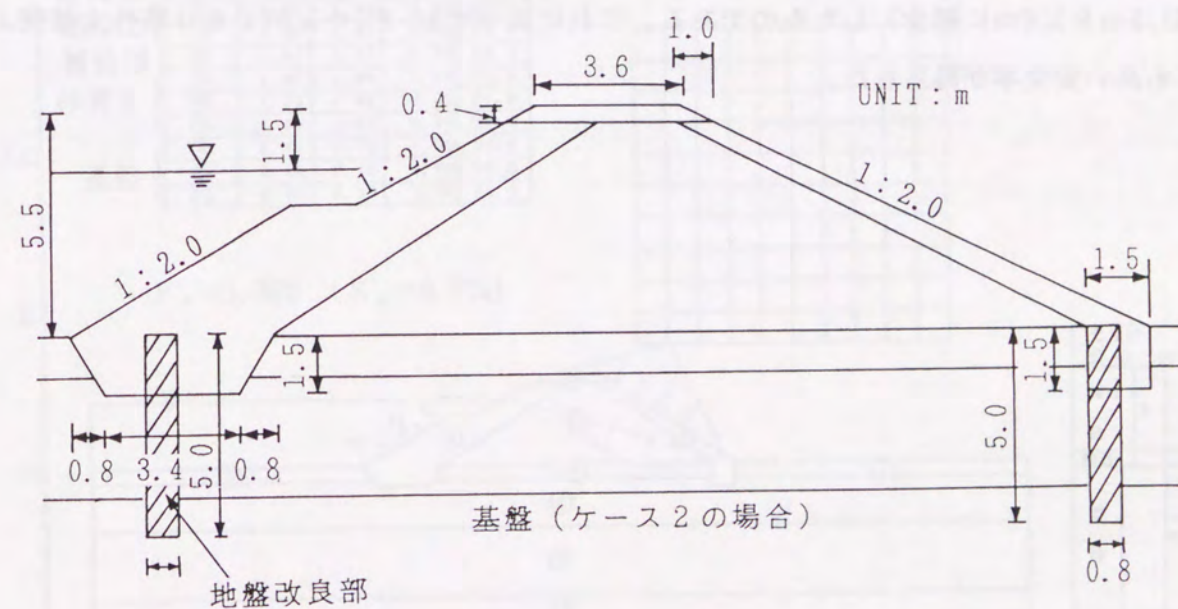
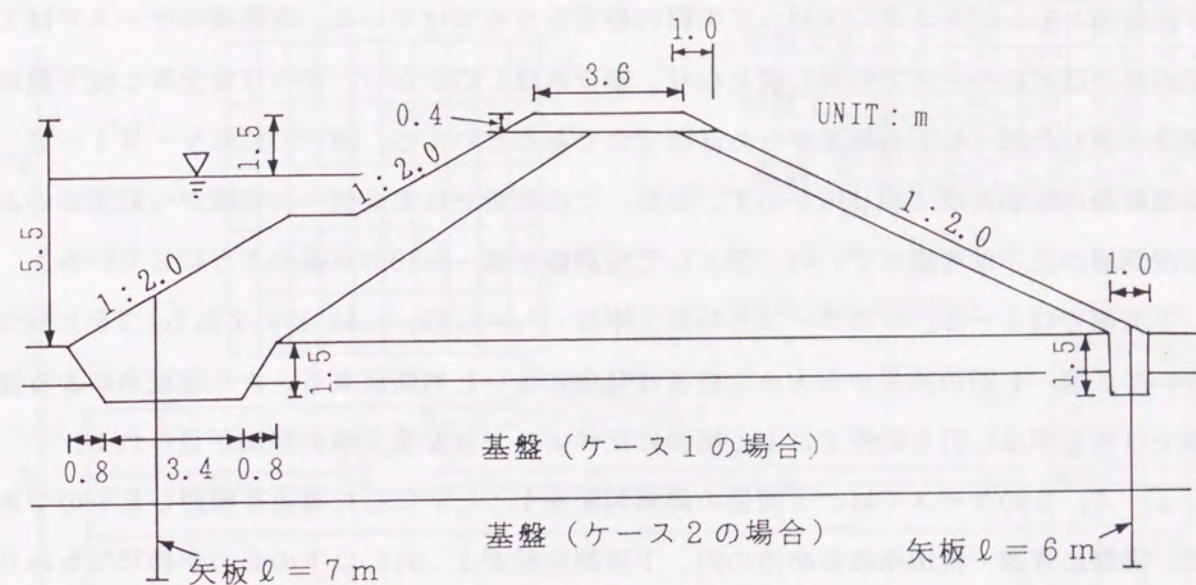
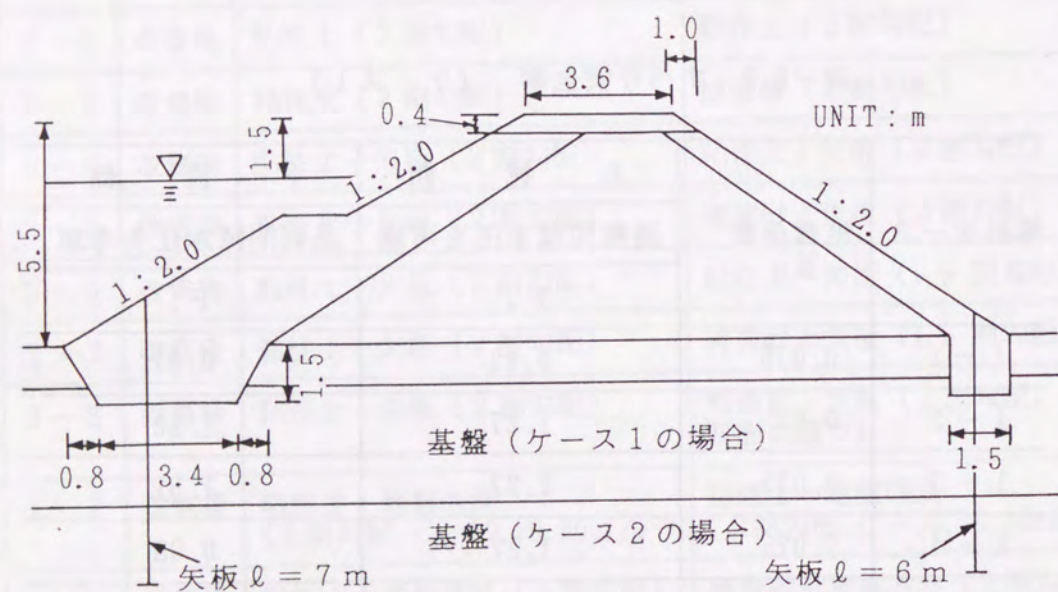
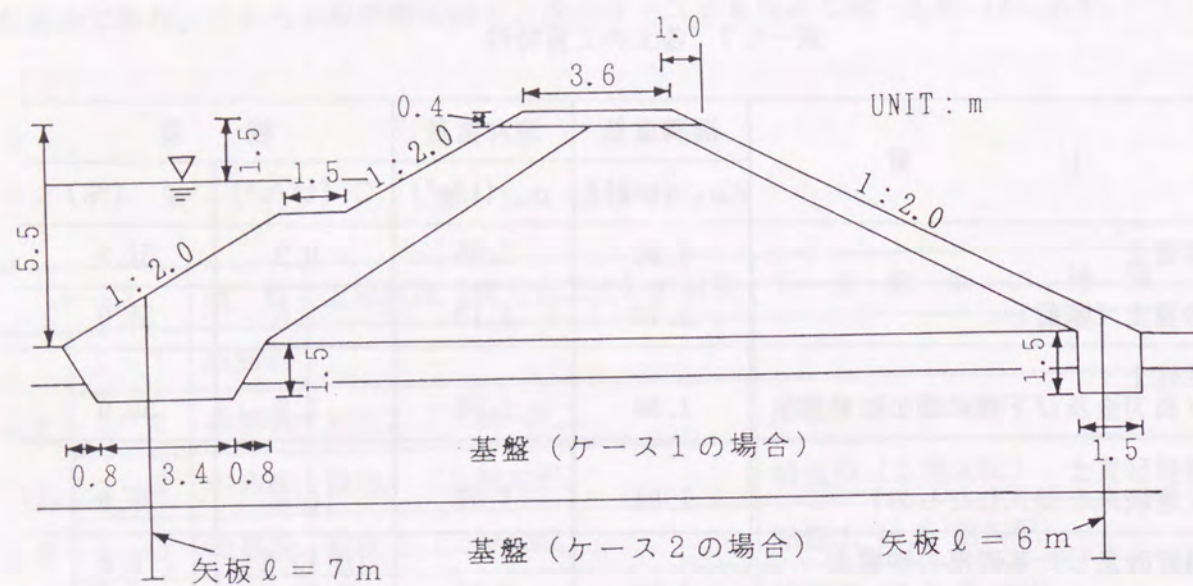


表-5.8 は、過剰間隙水圧上昇を考慮した場合のすべり安全率である。改修前には上・下流斜面とも1.0 を大きく下回って実際の被害をうらづけている。改修後のケースでは上流斜面ではどのケースでも同じ値となり、安全率は1.27となり、すべり安全率と沈下量の関係を表した図-4.37の結果からもほぼ安全であるといえる。図-5.13にケース1-2の改修後の断面及びすべり円を示す。なお、この解析では安全側への判断から前刃金による浸潤線の低下は考慮せず、均一型として浸潤線を図-5.13の点線のようにしている。

下流側では1-2, 3のケースとも安全率は $F_s=1.22, 1.51$ といずれも1.2を上回っていて、図-4.37の結果から大きな被害は発生しないと判断出来る。また連続糸による補強では安全率は1.51と粘性土による補強に比べより大きな安全率の増加が見られる。

1-4, 5のケースでは、下流側の斜面勾配を1:1.5にした場合を検討したものである。実際に青森・秋田県のため池の内、下流側勾配が1:1.5以下のものが約38%もあり、これらを改修する場合にも、道路、水田の土地条件から勾配を大きく変更出来ない場合もあることを考えて、このケースを検討した。解析結果によると、1-4では $F_s=0.95$ となり、1-5では $F_s=1.37$ となる。図-5.14にケース1-5の結果を示すと、このように1:1.5の勾配では粘性土による補強では安全性の確保が難しいことがわかる。1-6のケースは図-5.11に示したように下流側斜面の改修で連続糸補強の部分を縮小（底幅1.5mを1.0mに縮小）したものである。これによっても $F_s=1.37$ であり粘性土補強よりも高い安全率が得られた。

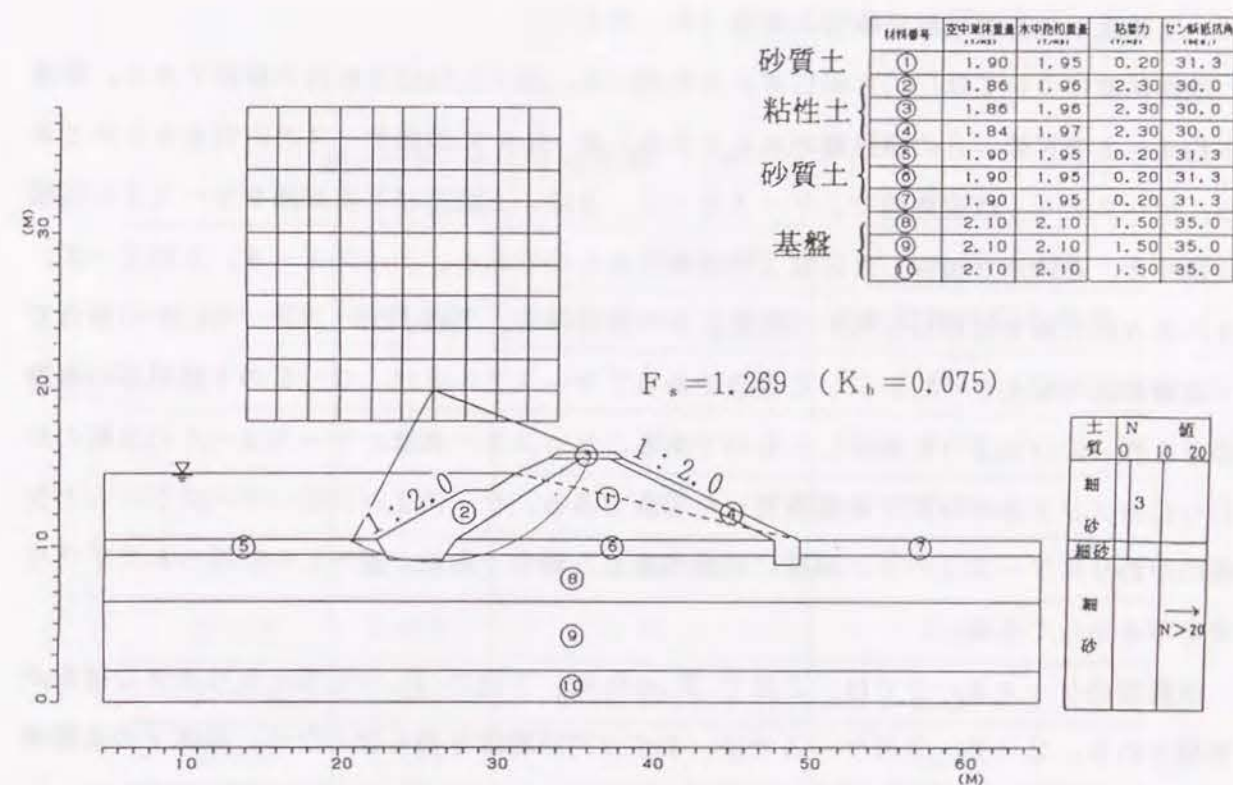


図-5.13 すべり円 (ケース1-2, 上流側)

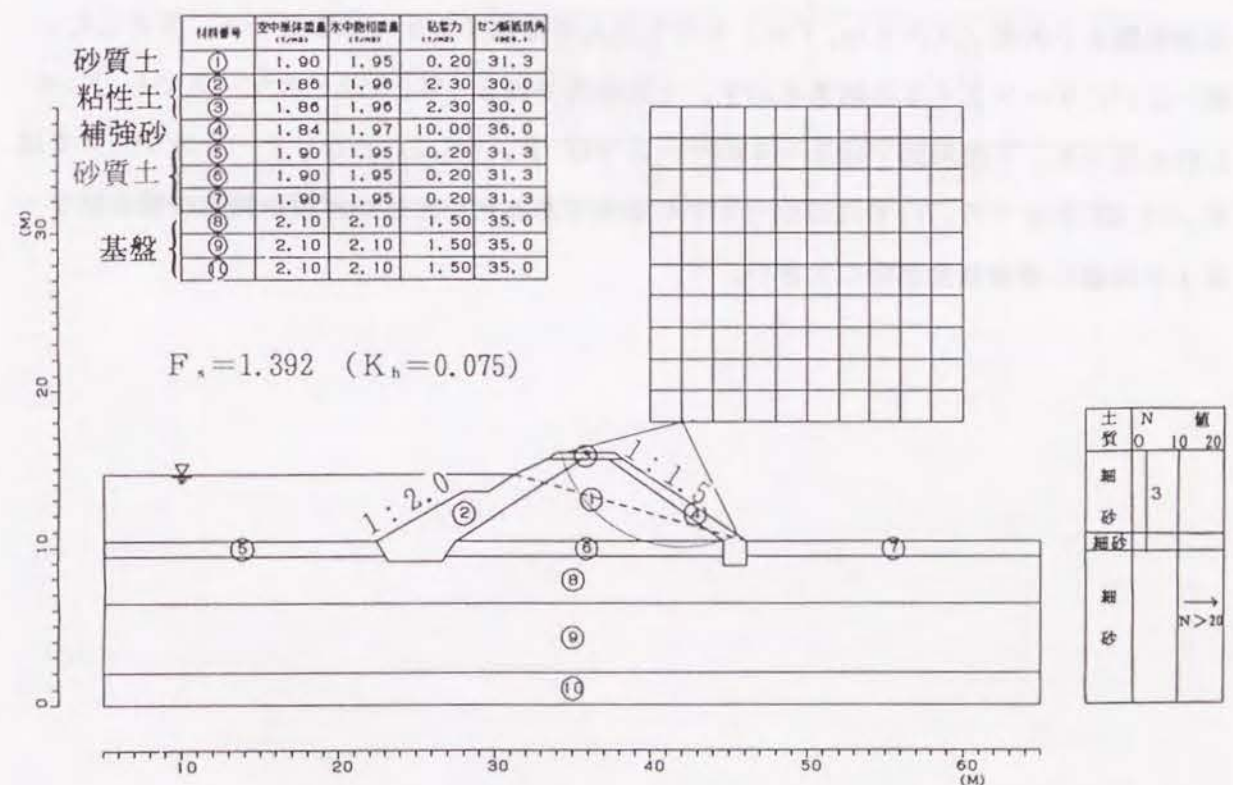


図-5.14 すべり円 (ケース1-5, 下流側)

(2) 堤体直下の基礎地盤が軟弱な場合 (ケース2)

地震係数については(1)と同じ考え方を用いる。図-5.15は改修前の断面である。堤体下約4mまでN値=3の細砂層があるとする。表-5.6に改修ケースの内容をまとめてある。ケース2-1は改修前で、ケース2-2, 3は、上流及び下流斜面をケース1と同様に粘性土、連続糸で補強した砂質土で改修したものである。ケース2-4, 5は2-2, 3の各々に矢板を併用したものである。ケース2-6, 7は、ケース2-4, 5の場合で下流側斜面勾配を1:1.5にした場合である。ケース2-8は、2-5の下流斜面の改修部分を図-5.11のように縮小したものである。ケース2-9は、ケース2-4の矢板のかわりにセメント系の材料で地盤改良した場合である。ケース2-10は、ケース2-5の矢板のかわりにケース2-9と同様に地盤改良した場合である。表-5.9に得られたすべり安全率を示してある。

改修前のケース2-1では、上流で $F_s=0.42$ 、下流で $F_s=0.75$ となり大きな被害が予想される。2-2, 3のケースでは、すべり円が堤体を通らなくなり、堤体下の基礎地盤を通るため改修後も、両ケースとも上下流斜面の安全率は1.0を下回っている。図-5.16にケース2-2の結果を示す。このため2-2, 3の補強工法にさらに上下流斜面先に支持地盤まで矢板 ($l=6\text{m}, 7\text{m}$) を打ち込んで改修するケースを2-4, 5とした。図-5.17にケース2-5の結果を示す。上流斜面では2-4, 5はどのケースでも $F_s=1.45$ となった。下流斜面では2-4のケースでは $F_s=1.21$ となり2-5のケースでは $F_s=1.49$ となった。いずれのケースでも安全であるといえるが連続糸補強の場合はケース1と同様に補強効果が特に大きい。

表-5.9 すべり安全率 (ケース2)

解析ケース	地震係数 K_h	上 流 側	下 流 側
		過剰間隙水圧を考慮	過剰間隙水圧を考慮
		F_s	F_s
2-1	0.075	0.42	0.75
2-2	0.075	0.65	0.78
2-3	0.075	0.65	0.78
2-4	0.075	1.45	1.21
2-5	0.075	1.45	1.49
2-6	0.075	1.45	1.07
2-7	0.075	1.45	1.38
2-8	0.075	1.45	1.35
2-9	0.075	① 0.94 ② 1.21 ③ 1.28	0.94 1.12 1.23
2-10	0.075	1.28	1.26

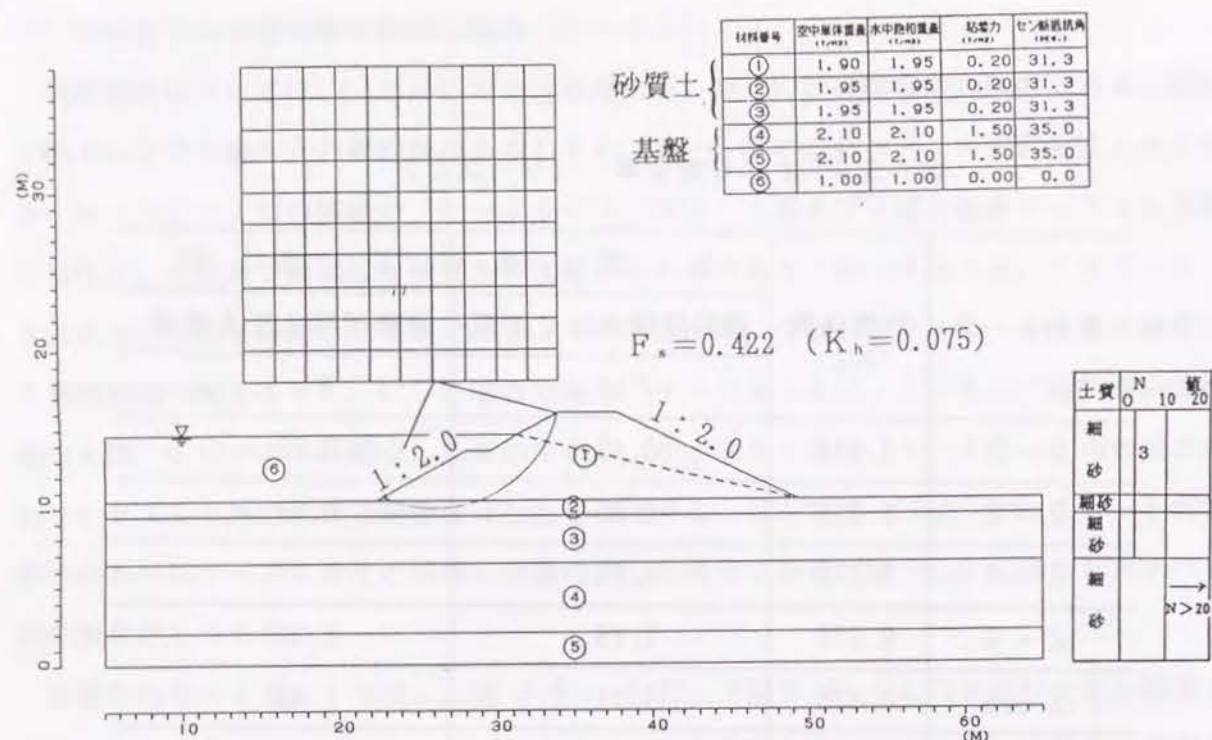


図-5.15 改修前の断面(ケース2-1)

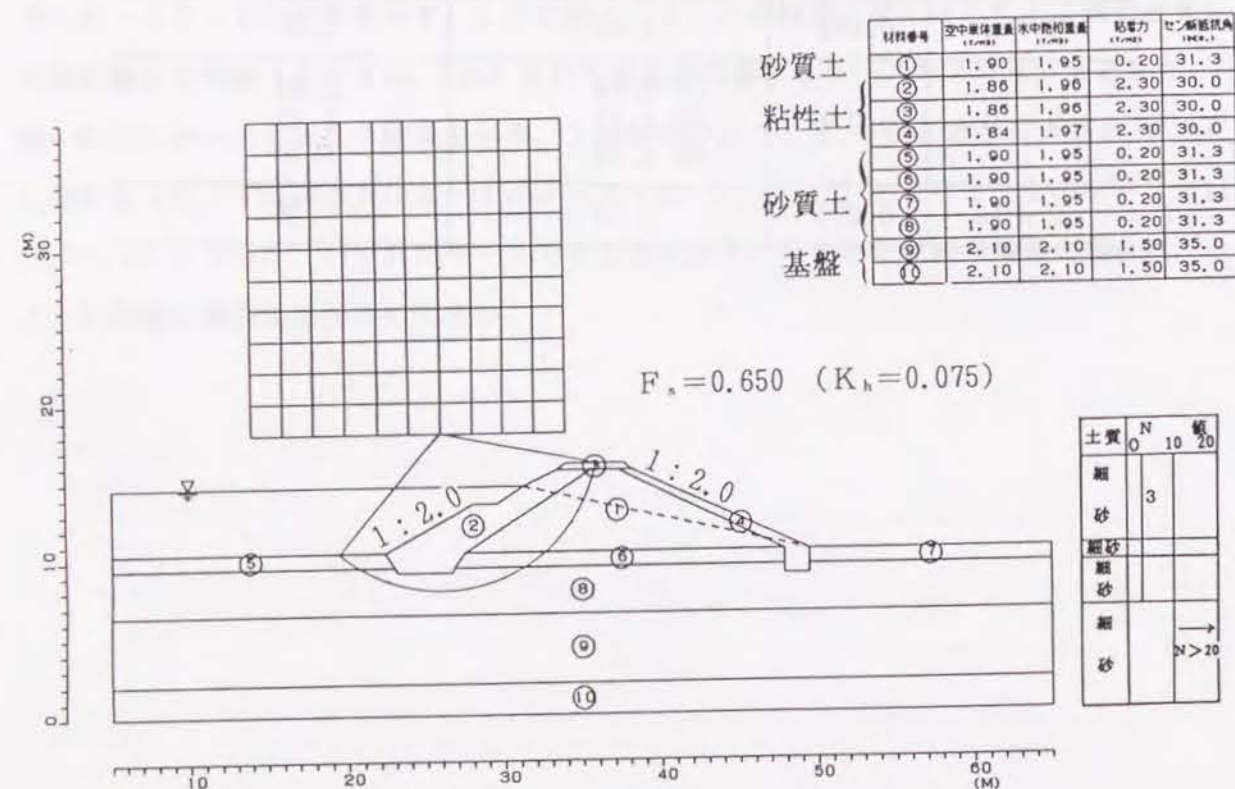


図-5.16 改修後の断面(ケース2-2)

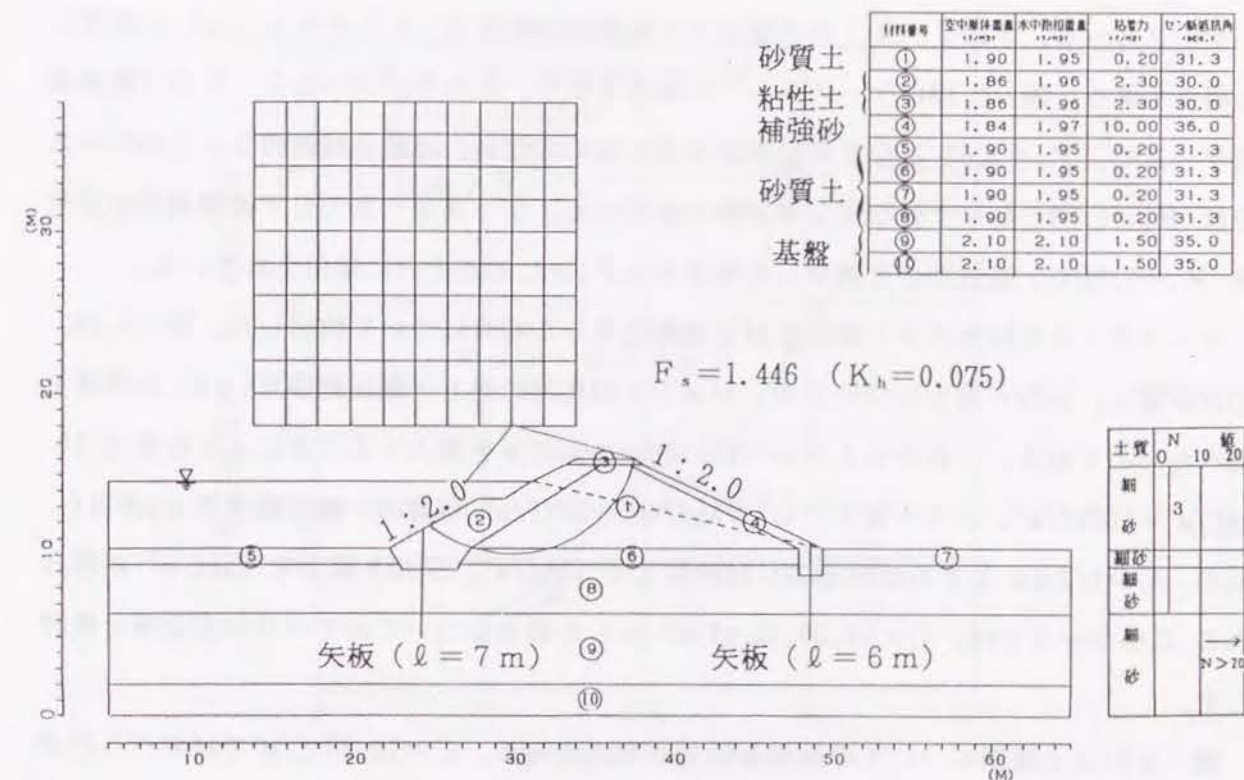


図-5.17 改修後の断面(ケース2-5)

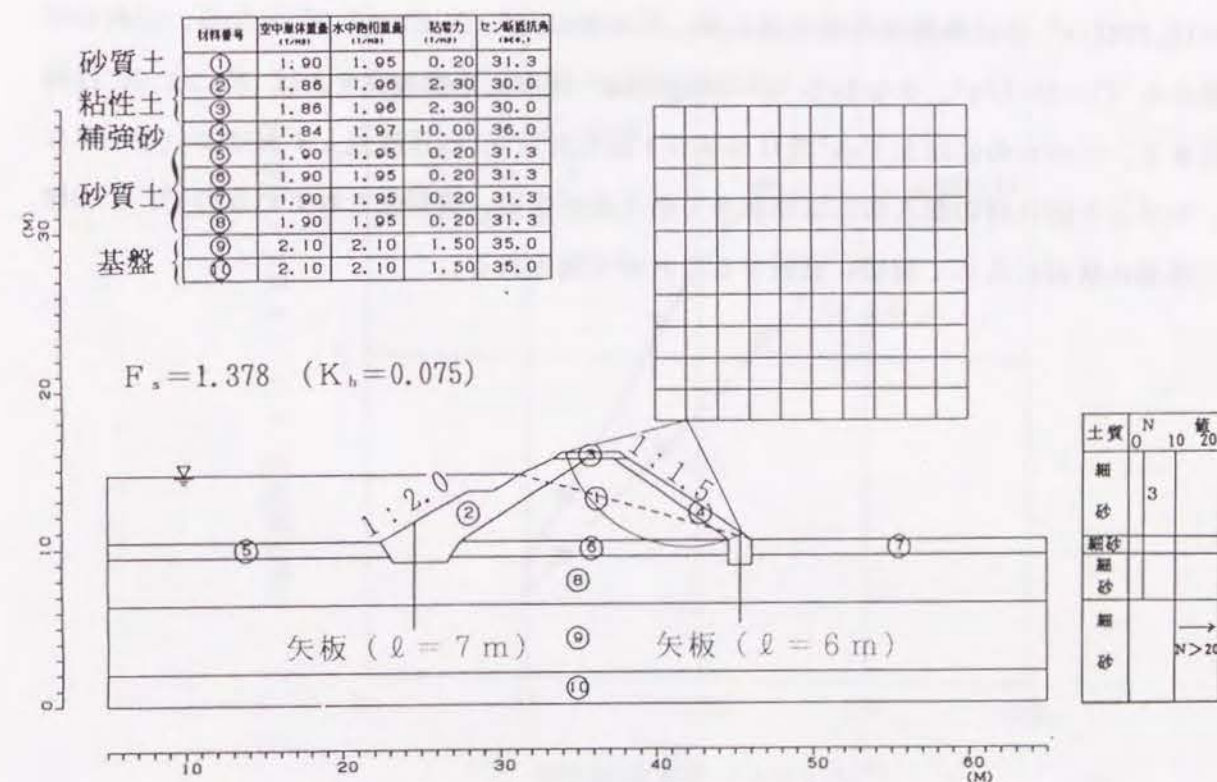


図-5.18 改修後の断面（ケース2-7）

ケース2-6, 7は2-4, 5の場合で下流斜面勾配を1:2.0から1:1.5に変更した場合である。図-5.18にケース2-7の結果を示す。このケースでは2-6の下流斜面のケースで、 $F_s=1.05$ となり安全率は十分とはいえない。連続糸補強の2-7のケースでは $F_s=1.38$ となり十分な安全率が得られている。ケース2-8でも下流側斜面の安全率 $F_s=1.35$ で、補強部分を縮小した場合でも $F_s>1.20$ が十分に確保されている。

ケース2-9ではセメント系固化材で地盤改良した場合について検討した。図-5.19, 20は砂質土、シルト質土についての、セメント固化材の量と一軸圧縮強度(q_u)の関係を調べたものである。これから土1 m^3 当り100kgの固化材を混入することにより砂質土10 $kgf/m^2=100tf/m^2$ 、シルト質土でも5 $kgf/cm^2=50tf/m^2$ 程度の一軸圧縮強度 q_u が得られる。 $C=1/2q_u$ とすれば粘着力 C は砂質土で50 tf/m^2 、シルト質土で25 tf/m^2 が得られる。このケースでは、 $C=10, 20, 30, tf/m^2$ とした場合についてのすべりの安全率を検討した。

図-5.21は上流側についての結果を示したものである。 $C=10, 20tf/m^2$ ではすべり円が地盤改良部を通して安全率 $F_s<1.20$ となる。 $C=30tf/m^2$ とすると、すべり円は前刃金部を通して、 $F_s=1.23$ となる。下流側についての結果を示したものが図-5.22であるが $C=10, 20tf/m^2$ では地盤改良部を通るが、 $C=30tf/m^2$ で $F_s=1.26$ となる。これらの結果から $C=30tf/m^2$ 、すなわち $q=60kgf/cm^2$ 程度に地盤改良すれば $F_s>1.20$ は確保出来る。このためには土1 m^3 当りセメント固化材を100kg程度混入すればよいことになる。セメント固化材の混入法には現在多くの工法が提案、実用化されているので、土の性質や現場の状況に応じて適切に選択することが可能である。

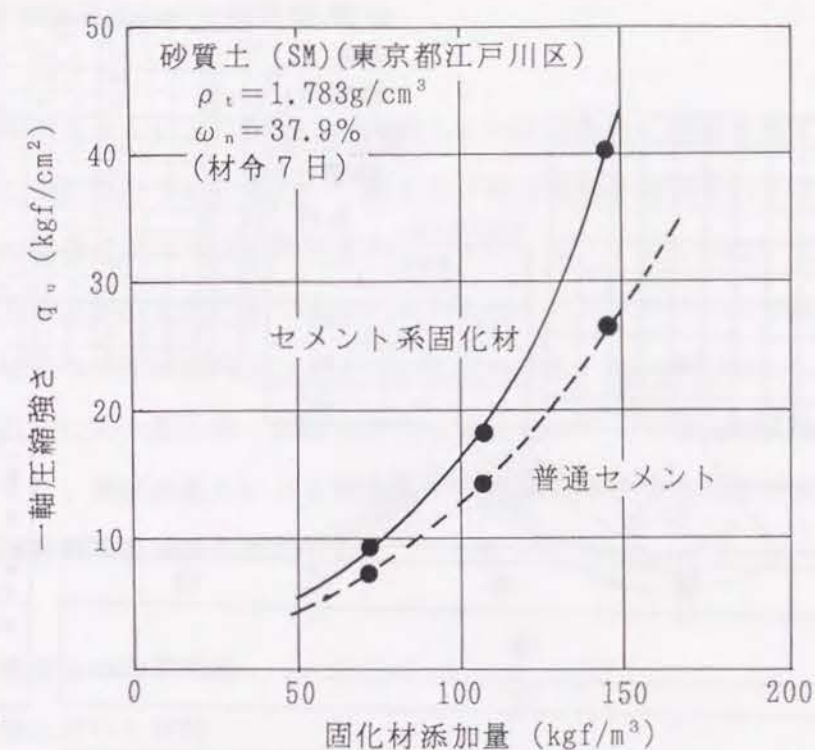


図-5.19 固化材の添加量と一軸圧縮強度(砂質土)¹³⁾

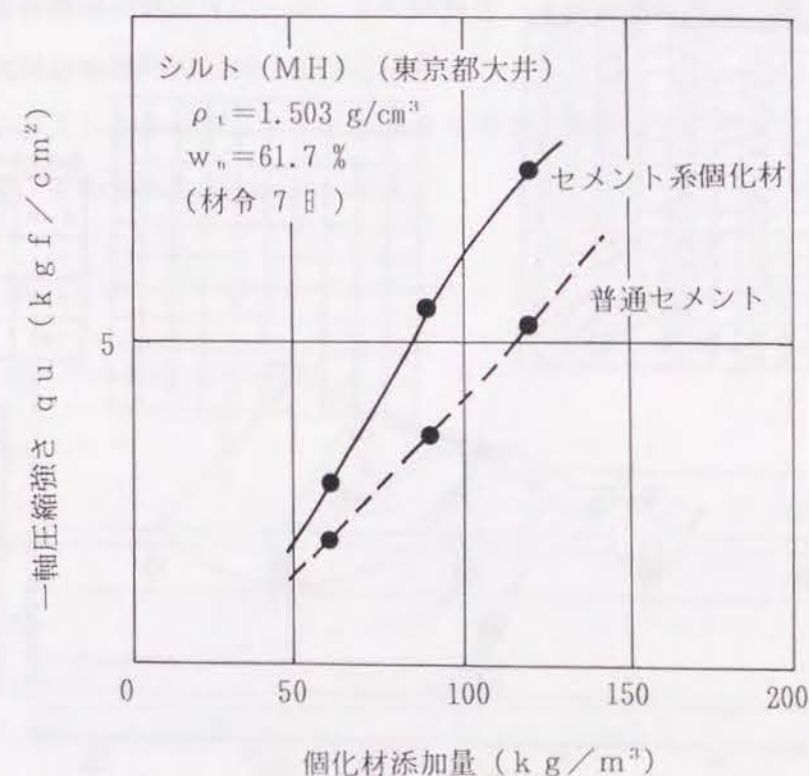


図-5.20 個化材の添加量と一軸圧縮強度(シルト)¹³⁾

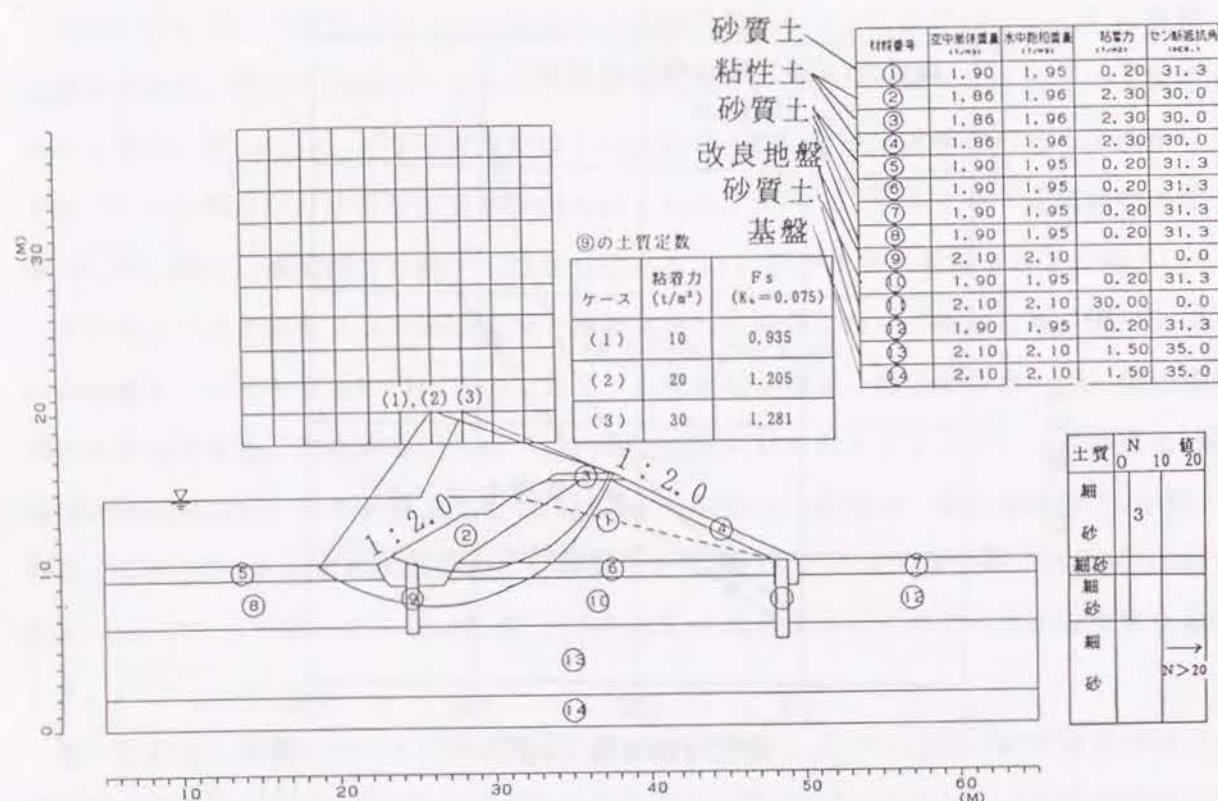


図-5.21 すべり円（ケース2-9，上流側）

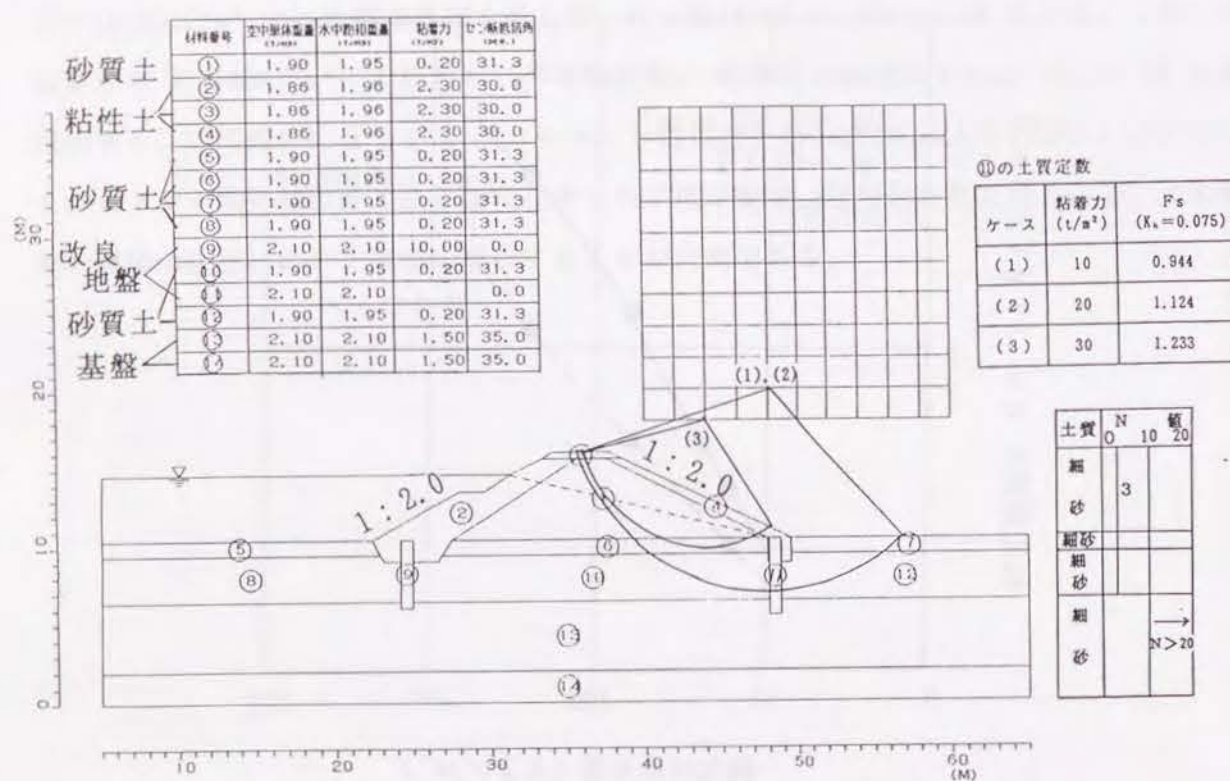


図-5.22 すべり円 (ケース2-9, 下流側)

5.4 連続糸混入による補強盛土

ジオテキスタイルによって、土を補強する方法が数多く提案されてきている。その中で連続糸を土中にランダムに混入し、盛土及び盛土基礎の補強を行うことが最近考えられている。この補強土の特長は、連続糸をランダムに混入するために、土全体に様な補強効果を与えることが出来ることである。本方法は、フランスにおいて基本的に開発されたもので、切土の土留め擁壁としてすでに実用化されている。今回これらの補強土の力学特性を求めるために糸の混入率、試料の密度を変化させて、三軸圧縮試験、繰返し三軸試験を行った。また、連続糸混入による補強盛土の模型を作り、小型及び大型模型による振動台実験を行い耐震補強効果を確認した。

5.4.1 補強土の力学特性

(1) 実験に用いた材料

今回、実験に用いた試料は千葉県君津市産の海砂（NO. 1～4）で、その粒度曲線を図-5.23に示す。三軸圧縮試験はNO. 1, 2、繰返し三軸試験はNO. 2の試料を用いた。小型振動台模型実験はNO. 3, 4の試料を、大型振動台模型実験はNO. 3の試料を用いた。試料の物理特性を表-5.10に示す。

補強のため混入した糸はポリエステル系のもので、太さは150 デニール（48フィラメント）のもので、その特性を表-5.11に示す。

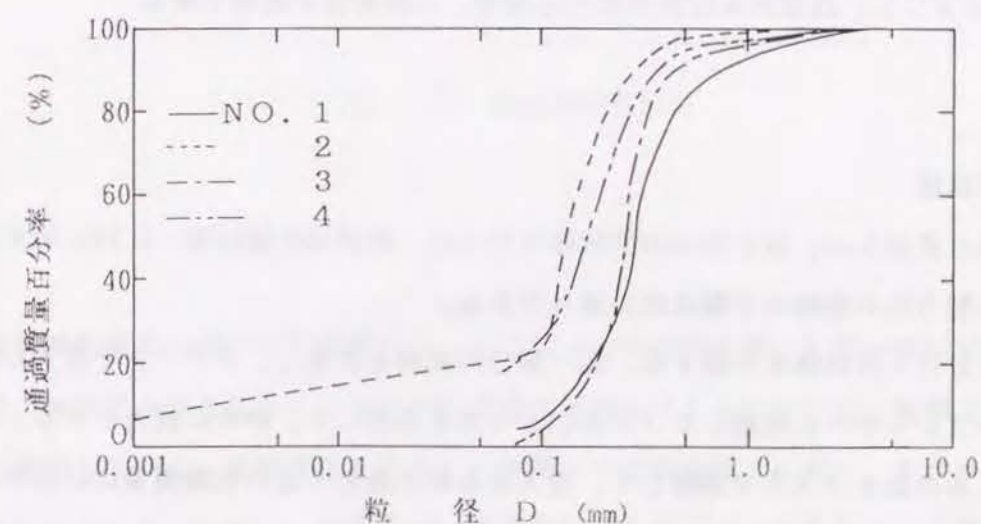


圖-5.23 粒徑加積曲線

表-5.10 試料の物理特性

試料名	比重 G_s	D_{50} (mm)	粒 度 特 性		締固め特性*	
			u.	F. ($D < 0.074\text{mm}$) (%)	ρ_{dmax} (t/m^3)	ω_{opt} (%)
NO.1	2.77	0.28	2.44	5.0	1.51	23.2
NO.2	2.66	0.13	94.7	20.0	1.53	20.8
NO.3	2.72	0.26	1.9	1.8	1.57	17.1
NO.4	2.70	0.17	—	20.3	1.59	19.8

* J I S A 1210 (1.1.a 法)

表-5.11 混入糸の特性

糸の種類	規 格	太 さ	強 度	破断時の伸度
ポリエステル	150(デニール*) 48(フィラメント**)	0.123(m/m)	4.53(gf/デニール) 56.2(kgf/cm ²)	28(%)

*デニール : 9000mの長さの糸の質量をグラム単位で表したもの

**フィラメント : 48本の糸をたばねたもので、この糸は不燃糸である

(2) 力学試験

力学試験は直径5cm、高さ10cmの供試体で行った。供試体作製は図-5.24に示す方法で行った。作製方法の概略の手順は次の通りである。

①3層に分けて供試体を作製する。②一層分の試料を計量し、スプーンで投入しながら同時にコンプレッサーに接続したノズルにより糸を噴出して、砂中に混入させる。このさい噴出する糸の量をノズルで調整して、投入する砂の量と一定の乾燥重量比になるようにする。③所定の密度になるように各層で締固めを行う。④全層で締固めが終わった後、端面を整形し試験器にセットする。

糸の混入率と強度の増加の関係を見るために、試料NO. 1及びNO. 2の締固め度 $D=87\%$ について、糸の混入率を0.0, 0.1, 0.2%と変化させて三軸試験を行った。また、密度の影響を調べるために、試料NO. 2で糸の混入率を0.2%にして、締固め度 $D=81, 87, 97\%$ と変化させて、圧密飽和排水条件で三軸試験を行った。拘束圧は $\sigma'_3=0.5\sim3.0$ (kgf/cm²)である。

繰返し三軸試験は、試料NO. 2で糸の含有率を0.2%にして、密度 $D=81, 87, 97\%$ と変化させて行った。拘束圧は $\sigma'_3=0.5$ (kgf/cm²)、背圧は $B. P=2.0$ (kgf/cm²)、SIN波、0.5HZで実験を行った。

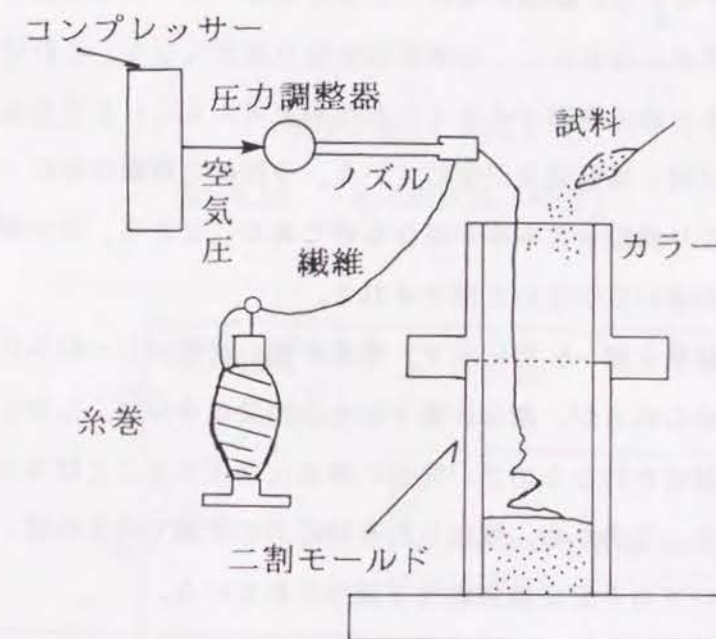


図-5.24 供試体作製方法

三軸試験結果の一例として試料NO. 2で $D=87\%$ の例を図-5.25~26に示す。無補強土では、軸ひずみが5%をこえると主応力差の増加はほとんどないが、補強土ではさらに強度は増加していく。体積変化を見ると、補強土では無補強土に対し、かなり大きな体積収縮を生じている。しかし、主応力差、体積変化とも軸ひずみが数%までは無補強土、補強土とあまり違いはない。これは、軸ひずみがある程度大きくなると、混入した糸の効果

が表れてくることを示している。糸の補強効果が表れてくると、‘内部拘束’を生じ、拘束圧が増大したと同じような効果が生じるものと考えられる。試料NO. 1の $D=100\%$ 、NO. 2の $D=81, 97\%$ でも同様な傾向を示している。図-5.27は三軸試験の結果をまとめたものである。粘着力成分 C' もあるため、横軸に C' 、縦軸に ϕ' をとってせん断強度を示した。図-5.28は糸の混入率と C' の増加分を示したものであるが、これから糸の混入率と C' の増加の関係はほぼ直線的になっていることがわかる。内部摩擦角 ϕ' の増加は少ない。これらのことより、連続糸の混入の効果は主に、粘着力 C' の増加という形で表れることがわかる。

図-5.28は密度の違いによって、同じ糸の混入率でありながら増加する粘着力が異なることを示している。すなわち、締固め度 $D=90\%$ までは、 C' の増分はほぼ同じであるのに対し、 $D=100\%$ 程度になると C' の増分はかなり大きくなる。これは締固め度が大きくなることにより、糸と砂の摩擦が大きくなるためと考えることが出来る。試料1、2では $D=100\%$ で、ほぼ同じ補強効果が生じている。今回は2種類の砂についてしか実験を行っていないが、かなり細粒分含有率が異なる砂であることから、砂の種類による C' の増分で見えた補強効果の違いは少ないと推定される。

繰返し三軸試験の結果を図-5.29に示す。密度が低い状態の $D=81\%$ の試料で、補強効果が大きいことが認められるが、密な状態ではその結果は少ない。しかし、実際に補強する場合には十分に締固めを行なうので、完全に液状化が生じることはなく、有効応力がかなり残った状態となる。このため、残在した有効応力の状態で考えれば、過剰間隙水圧上昇を伴う地震時においても十分な補強効果が期待されている。

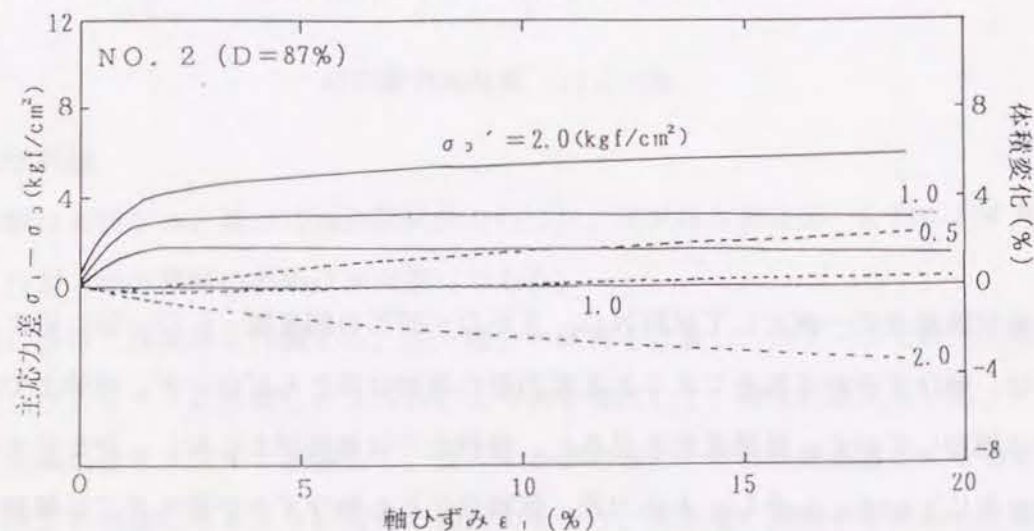


図-5.25 三軸圧縮試験（無補強土）

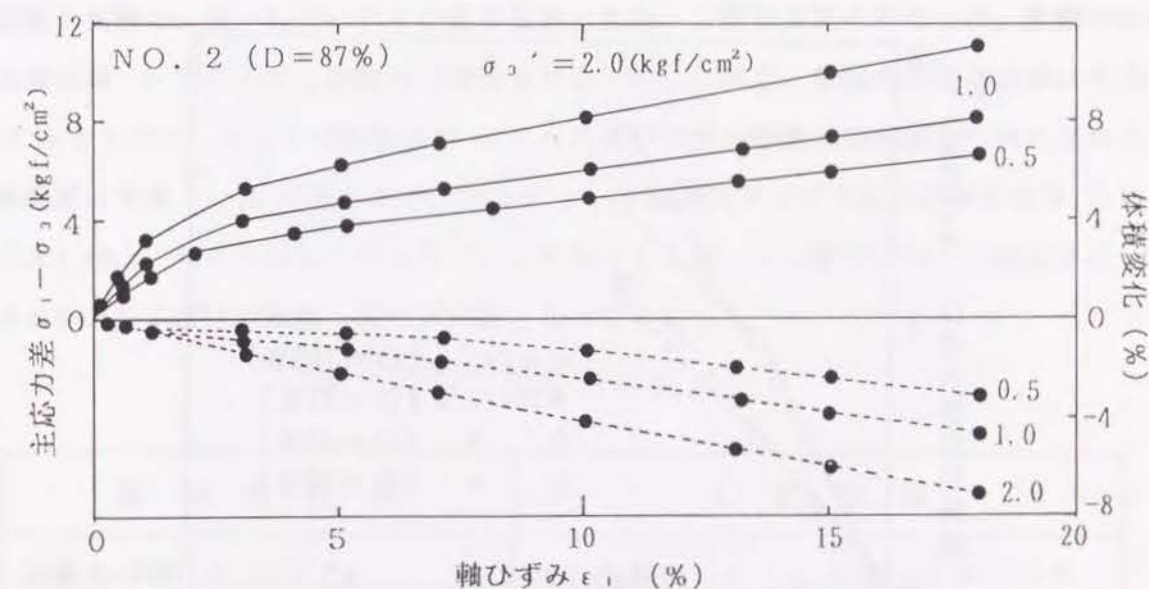


図-5.26 三軸圧縮試験（補強土）

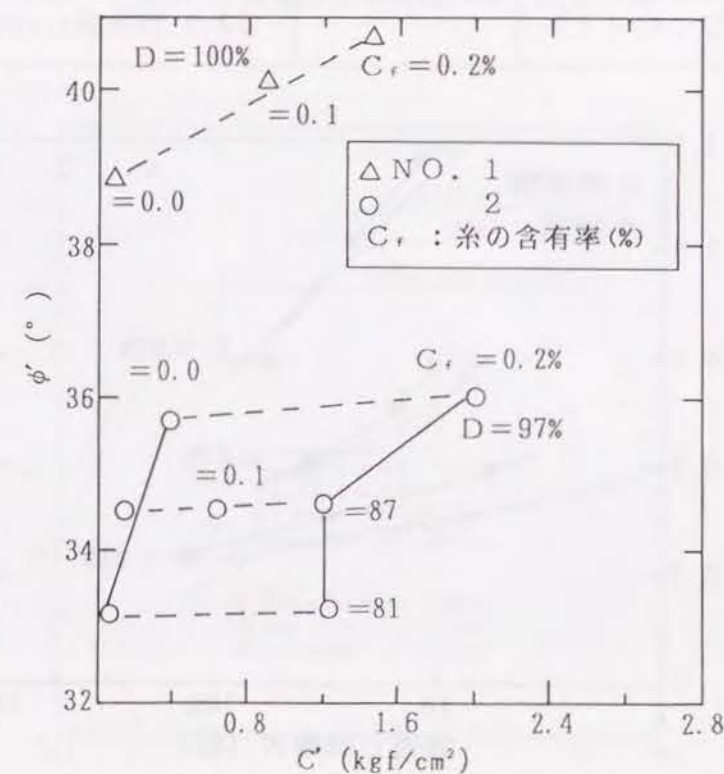


図-5.27 三軸圧縮試験強度のまとめ

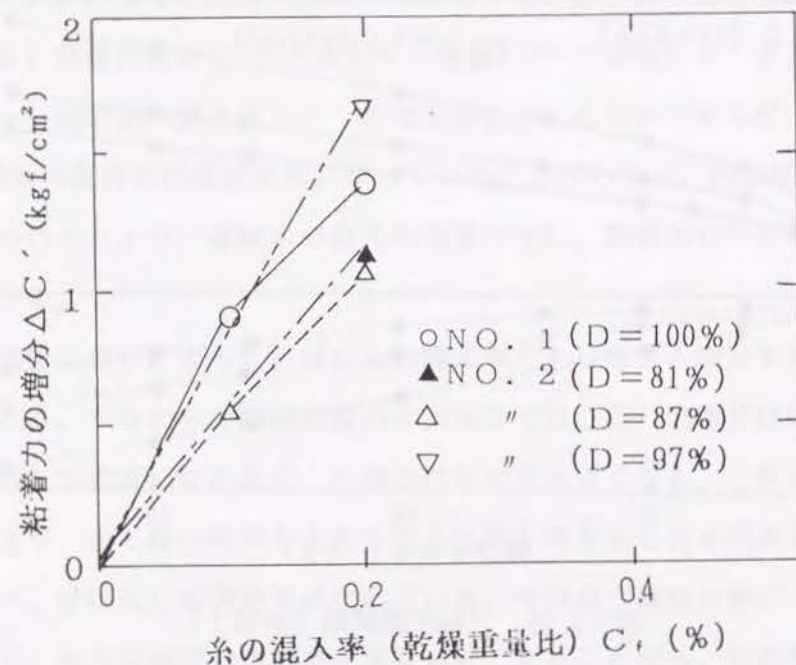


図-5.28 糸の混入率と粘着力 C' の増分の関係

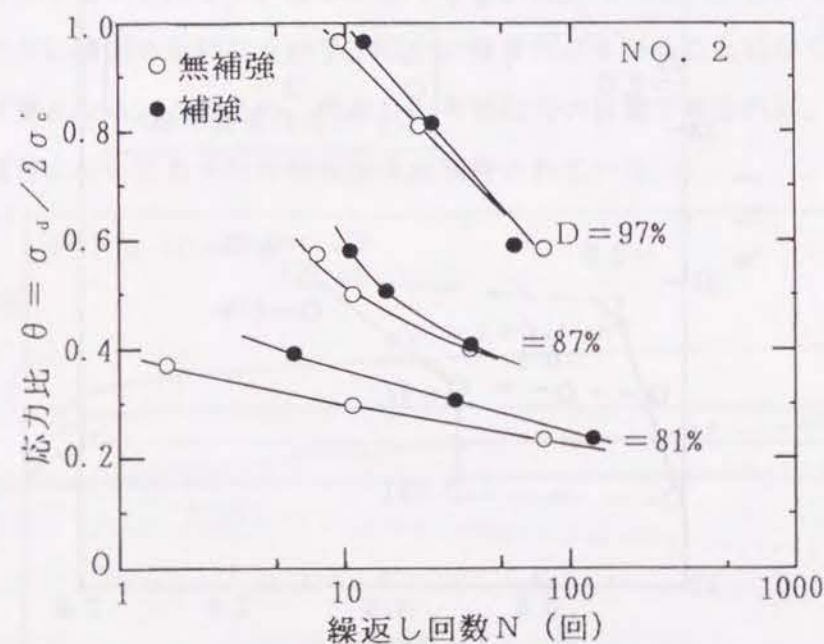


図-5.29 液状化強度 ($D_A = 5\%$)

5.4.2 補強盛土の振動台実験

(1) 振動台装置

振動台実験は、表-5.12に示す仕様の振動台を用いて振動実験を行なった。振動台の性能曲線は図-5.30に示す。振動台の全景を写真-5.1に示す。振動台の制御装置は写真-5.2に示すもので、3台の増幅器及びGENRAD社製の振動制御装置から構成される。計測装置は写真-5.3に示すもので、コンピュータ制御型アンプ(東京計測器社製、DRA-10A)40ch、マイクロコンピュータ(PC9800V X 4他)から構成され、計測結果については本システムだけで解析・図化が可能となっている。

表-5.12 振動台の概要

振動台仕様		主要装置	
振動台寸法	6.0×3.2m	水平振動台	9台の油圧ベアリングにより支持
水槽寸法	5.5×2.8×1.5m	振動発生機	動電機(3台)400KW
振動数範囲	0.5~50Hz	制御装置	GENRAD社製振動制御装置(ミニコンピュータ)
振幅	100mmp-p		
最大加速度	無負荷時 1G 20ton載荷時 0.5G		

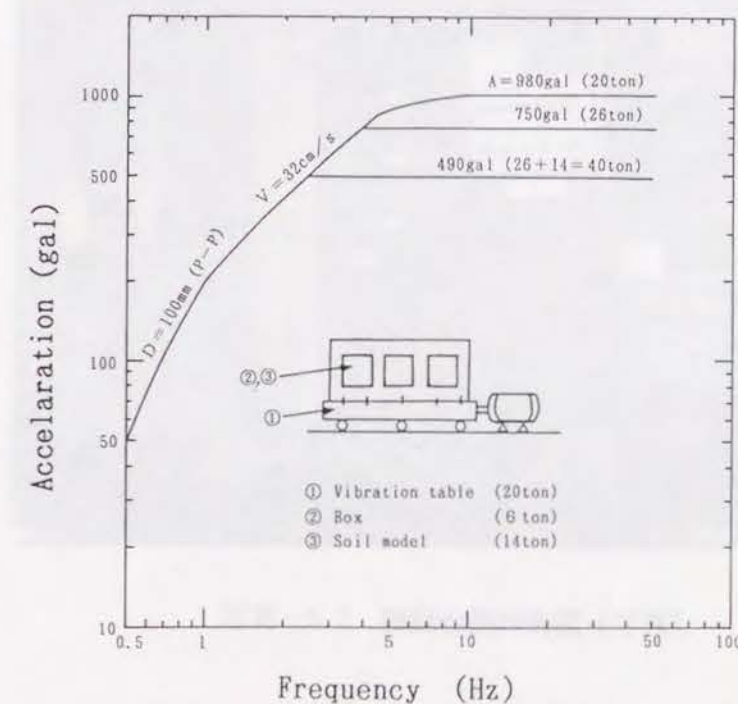


図-5.30 振動台の性能曲線



写真-5.1 振動台の全景 (写真)



写真-5.2 振動台制御装置 (写真)



写真-5.3 計測装置(写真)

(2) 振動台模型実験

振動台模型実験は、連続系による補強盛土の耐震効果を確認するために行なった。実験は、小型模型と大型模型を用いて行なった。

(2)-1 小型模型による振動台実験

写真-5.1のように振動箱の中に小型振動箱(高さ68cm、巾40cm、長さ230cm)を設置して、写真-5.5、図-5.31で示すような、高さ40cm、巾40cm、上下斜面勾配1:1.5の模型を作製した。実験は、試料NO. 3については図-5.32に示す(a), (b), (c)の3ケースを、NO. 4については(a), (c)の2ケースを行った。NO. 3で密づめ砂による補強のケースを行ったのは、ケース(c)での補強効果が連続系混入によるものか、砂を密にしたことによるものかを明確にするためである。

ケース(a)では砂の密度をNO. 3でD値(ρ_d / ρ_{dmax})≒85%、NO. 4でD値=79%とした。全層を16層に分け、所定の密度になるようにバイブレータにより転圧した。ケース(b), (c)の補強箇所は図-5.31でハッチをほどこした所で、ケース(b)では砂を十分に締固め、ケース(c)では連続糸を乾燥重量比で0.2%混入しながら、十分に締固めを行った。補強箇所の密度は糸の混入のため正確な測定が出来なかったが、砂

の投入量から計算すると、D値 \approx 95%となった。

今回の振動模型実験では、堤高40cmに対し、巾が40cmと少ないため壁面摩擦の影響の懸念があるので、シリコングリースを間にはさんだ厚さ0.3mmの2枚のゴムスリーブを振動箱側面にはりつけた。振動はSIN波、10Hzの繰返し加振とし、加速度レベルを100, 200, 400, 600 galと段階的に大きくしていき、10秒間载荷した。入力波形を図-5.33に示す。加速度、間隙水圧、変位を計測した。



写真-5.4 模型の概要 (写真)

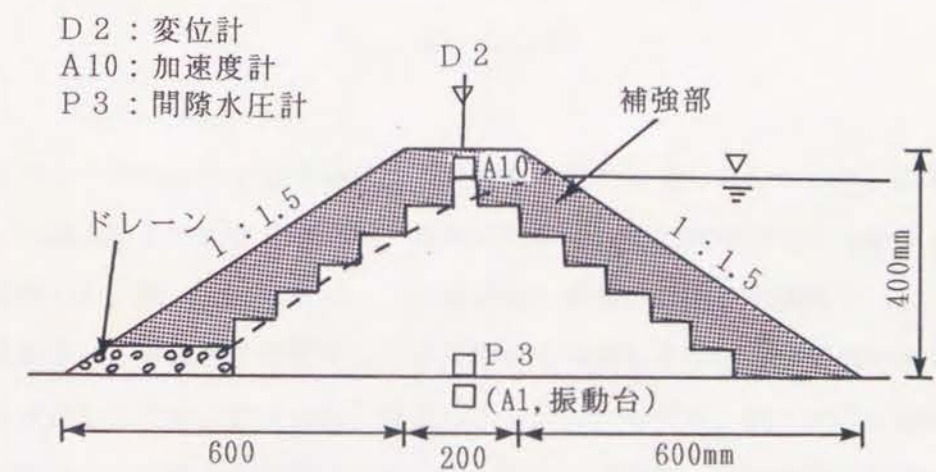


図-5.31 模型の概要

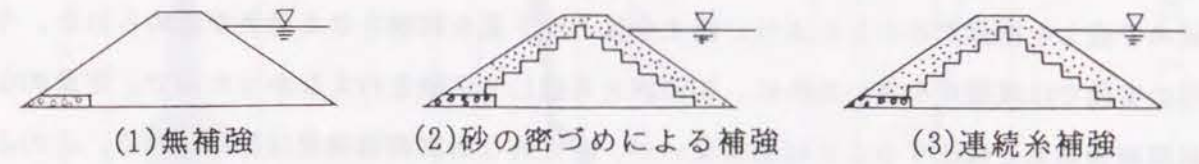


図-5.32 実験のケース

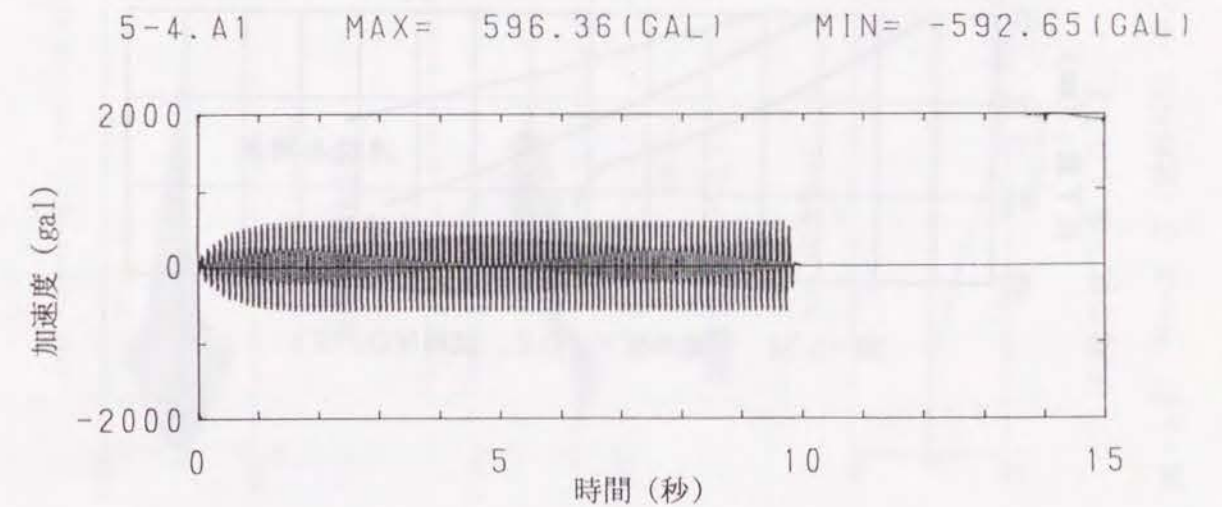


図-5.33 入力波形

加速度レベルで400galまでは天端の沈下に大きな変化は見られなかった。600galでは天端の沈下、間隙水圧とも大きく増大し、無補強のケースでは天端沈下のため貯水が越波して堤体が崩壊した。図-5.34はNO. 3の無補強と補強の場合の天端沈下(D2)を比較したものである。5秒载荷の段階で見ると連続糸で補強したものは無補強の天端沈下量の約1/10に減少している。密づめ砂で補強したものに対して、約1/3に減少している。図-5.35はNO. 4の場合の天端沈下を比較したものである。10秒载荷の段階で連続糸で補強したものは無補強に比べ天端沈下量は約1/5に減少している。

図-5.36~38はNO. 3の場合の間隙水圧(P3)、加速度(A10⁺)である。補強し

た場合に、間隙水圧は載荷後3秒まではほとんど上昇していないが、10秒後ではどのケースでも有効上載圧まで上昇している。加速度で見ると無補強の場合、1秒程度で加速度応答が少なくなるのに対し、補強した場合には4秒程度まで加速度応答の増大が見られる。NO. 4の場合も図-5.39~40のようにほぼ同様なことがいえる。これらのことから、連続系で盛土を補強することにより、盛土全体の沈下量を抑制させる効果が認められた。今回の実験では模型が小さいために、相似率を考慮して実験を行えなかったので、定量的な耐震補強効果を確認することは出来ないが、定性的な耐震補強効果は認められる。このことから、砂質土で出来たため池の耐震補強工法の1つとして実用化が可能であると考えられる。

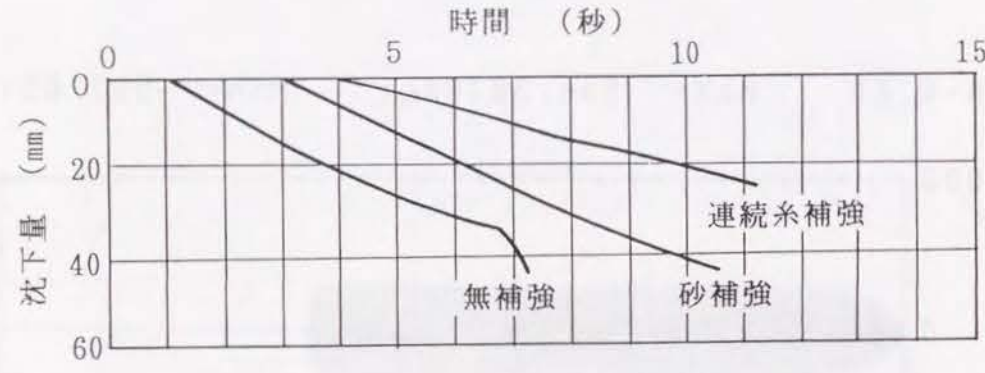


図-5.34 天端の沈下 (D2, 試料NO. 3)

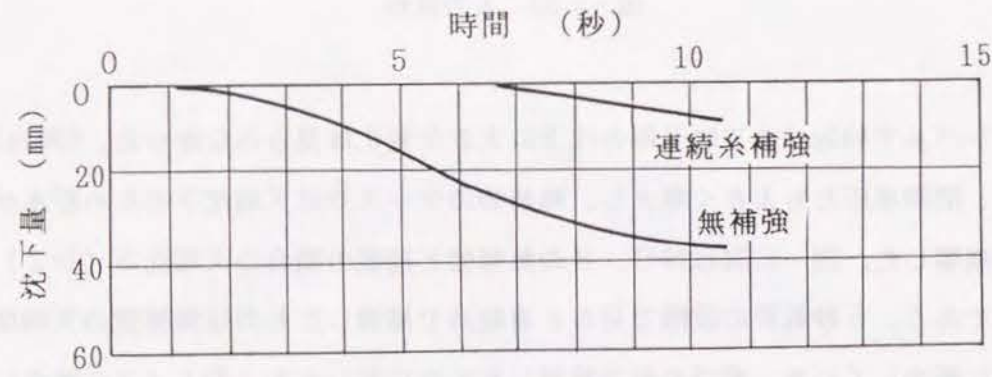


図-5.35 天端の沈下 (D2, 試料NO. 4)

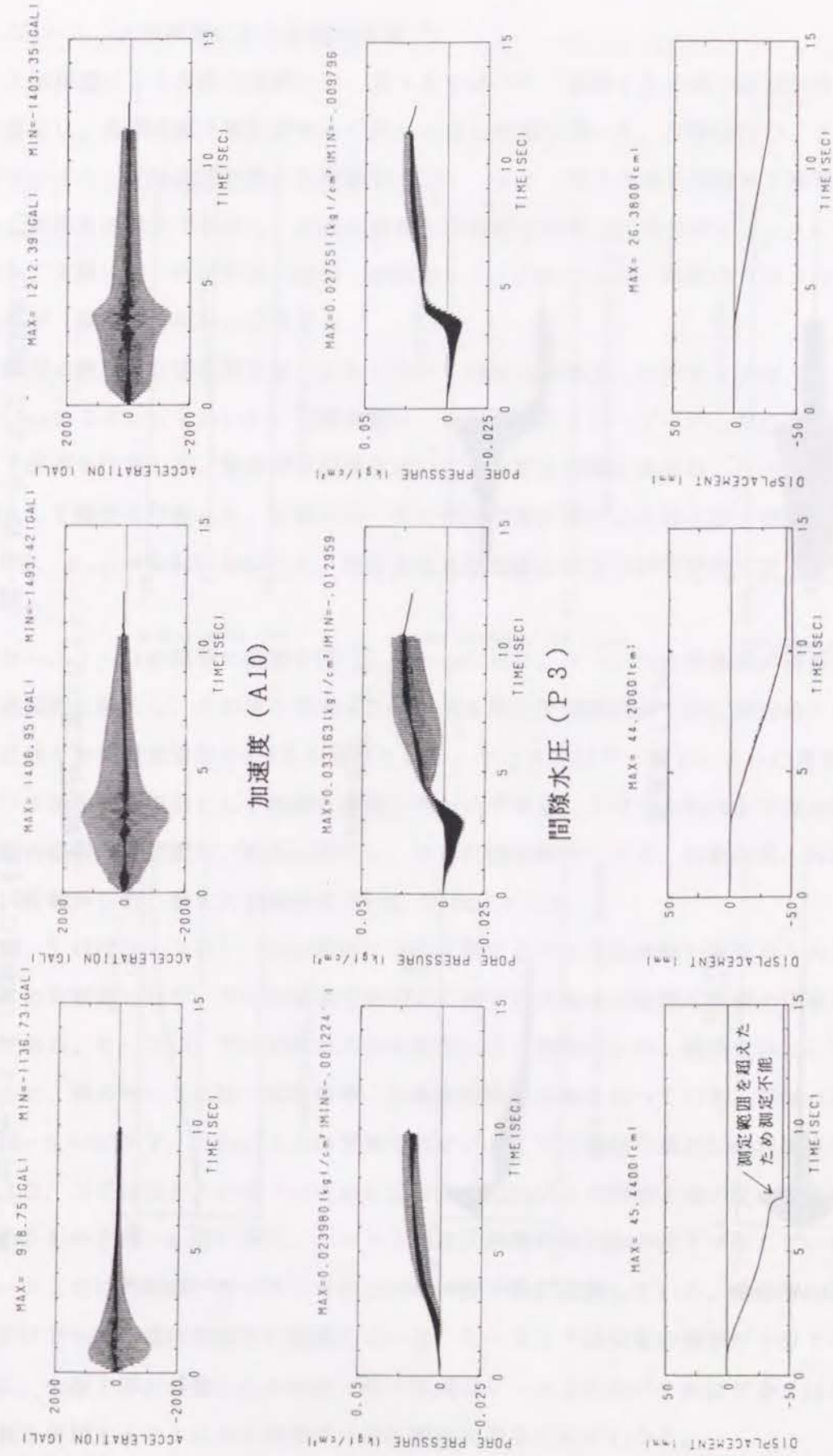


図-5.36 ケース 1 (試料NO. 3)

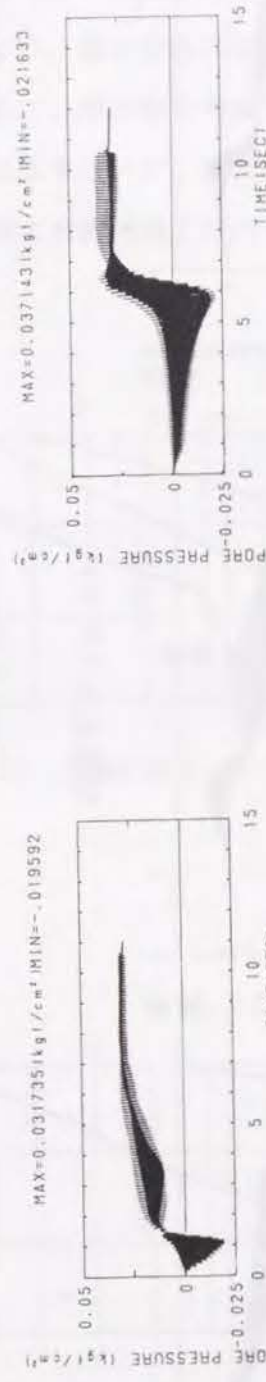
天端の沈下量 (D2)

図-5.37 ケース 2 (試料NO. 3)

図-5.38 ケース 3 (試料NO. 3)



加速度 (A10)



間隙水圧 (P3)



天端の沈下量 (D2)

図-5.39 ケース 1 (試料NO. 4)

図-5.40 ケース 3 (試料NO. 4)

(2)-2 大型模型による振動台実験¹⁴⁾

大型模型による振動台実験では、第4章で述べた「勘助」ため池のほぼ20分の1の模型を想定し、基礎地盤と堤体がゆるい砂から成る模型を用いた。実験はNO. 3の砂を用い、①ケース1：堤体基礎地盤とも無補強 ②ケース2：堤体のみを連続糸で補強 ③ケース3：堤体を連続糸で補強し、基礎地盤を矢板模型で補強した場合の3ケースについて行なった。実験に用いた試料は「勘助」の粒度とよく似ているが、細粒分(74 μ m以下)の含有率が「勘助」の試料とは異なる。

模型の概要と計器配置を図-5.41に示す。地盤の両端部には拘束を少なくするために厚さ10cmのスポンジをおいた。基礎地盤は、振動箱に水をはってその上から湿潤試料を投入して模型を作製した。堤体部は型枠を用いて、地盤と同様に水をはった上から湿潤試料を投入して模型を作製した。試料NO. 3の相対密度試験による最大最小密度は $e_{max} = 0.960$, $e_{min} = 0.615$ となった。堤体及び基礎地盤の密度は相対密度でおよそ50%程度となった。

ケース1～3の模型の概要を図-5.42～44に示す。ケース2の堤体部の補強は、糸を砂に連続的に混入し、その後小型パイプレータを用いて補強部を十分に締固めた。糸の混入量は砂との乾燥重量比で0.2%を目標とした。ケース3はケース2にさらに厚さ15mmの亚克力板を矢板模型として地盤に設置したものである。亚克力板は上下流の斜面先から振動台底板まで設置し、底部は固定し、さらに補強板をつけた。振動はSIN波、3Hzで10秒载荷した。最大入力加速度は150, 250galとした。

図-5.45はケース(1)～(3)の堤体中央の天端における共振曲線で振動台への入力は20galの定常波として、3～50Hzまでの入力に対する天端の加速度応答値の倍率を示したものである。ケース(3)では連続糸と矢板模型による補強のため、模型全体として剛性が高いため、他のケースに比べ応答倍率、共振振動数でも高くなっている。250galの入力波型を図-5.46に示す。150gal入力の実験ではケース1で天端沈下量が30mm程度生じたが、ケース2, 3ではほとんど沈下は生じなかった。250gal入力時の天端の沈下量(D2)をまとめたものを図-5.47に示す。ケース1では10秒载荷後70mmの沈下が生じているのに対し、ケース2では約40mm、ケース3では約26mmの沈下量に低減している。堤体部のみを補強するだけでも沈下量は約60%に低減している。ケース3では矢板の補強が十分でなかったために、矢板上部が移動したため沈下量の低減はケース2に比べそれほど多くはなかったが、矢板を併用することによる効果は十分に期待出来ることがわかる。

図-5.48は各ケースの間隙水圧の時刻歴である。過剰間隙水圧の最大値は最終的にはどのケースでも有効拘束圧程度まで上昇しているが、ケース2, 3では図-5.53は天端における加速度応答の時刻歴である。補強の程度が強いほど(ケース3, 2, 1の順)天端の応答加速度値が大きくなっているが、天端の加速度応答値が大きくても、被害に直接結びつく沈下量や変形量を抑制することが出来るので、耐震補強工法として有望であると考えられる。

これらの振動台実験から、堤体及び基礎地盤がゆるい砂から成るような「勘助」ため池のような場合でも連続糸混入による補強と矢板を併用することにより、耐震性を大幅に向上させることが可能であることが確認出来た。

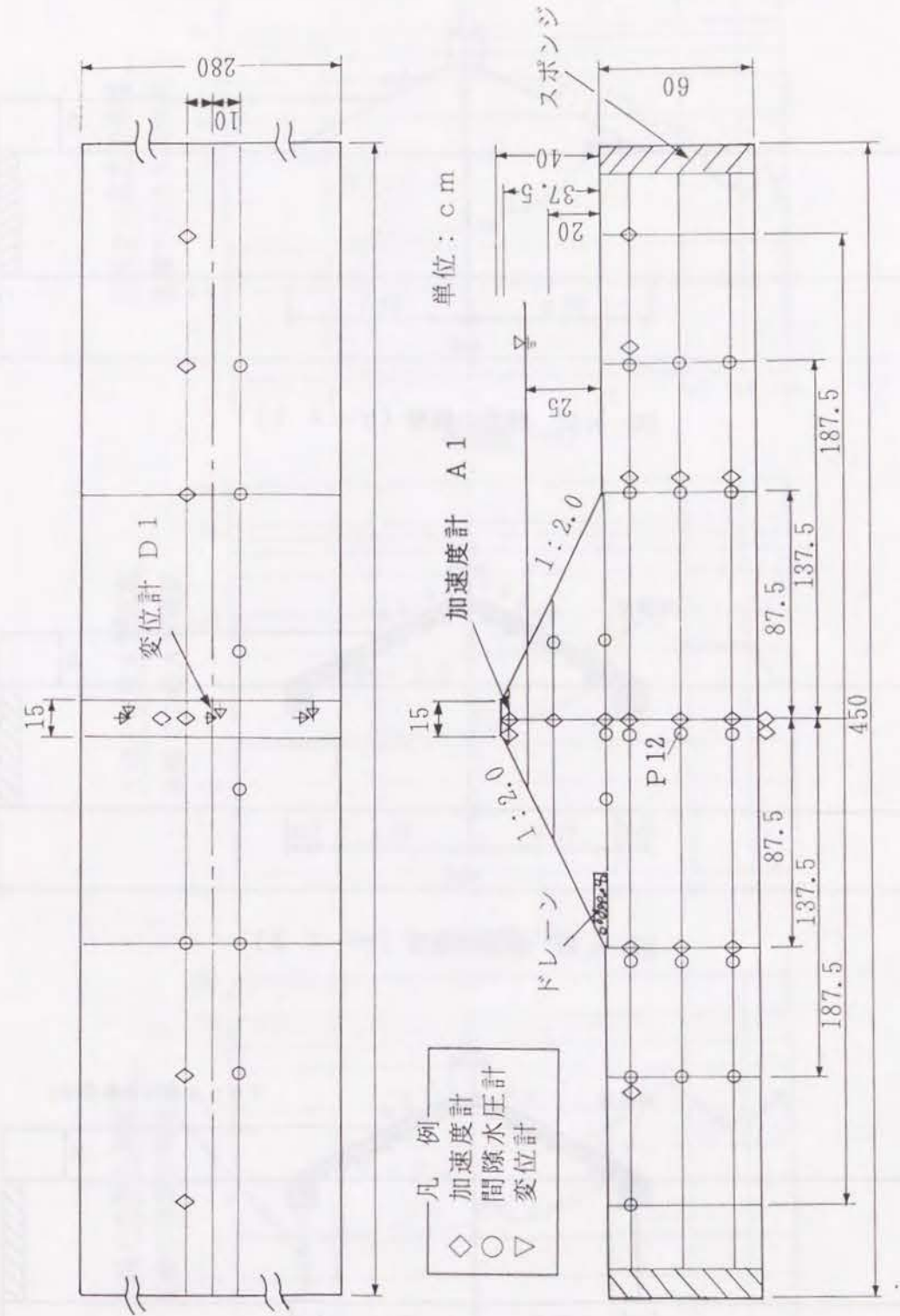


図-5.41 大型振動台模型の概要と計器配置図

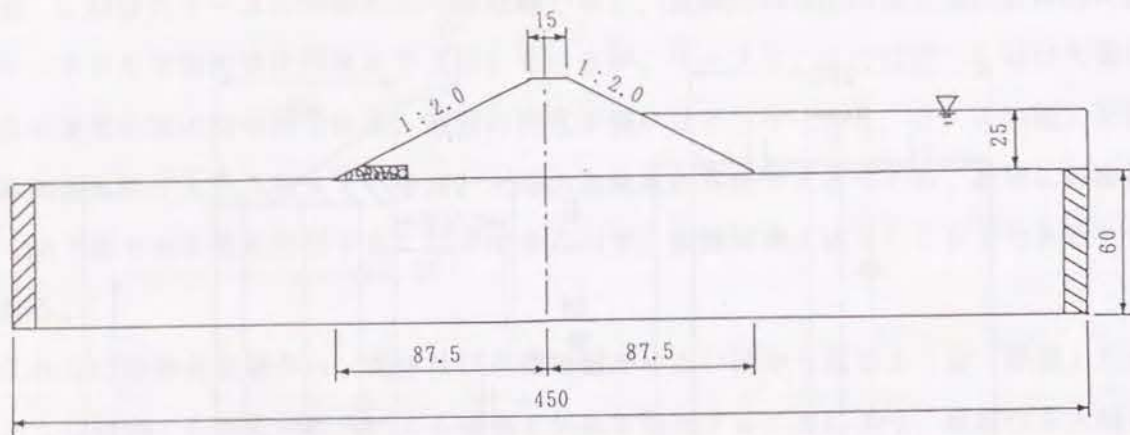


図-5.42 模型の概要 (ケース 1)

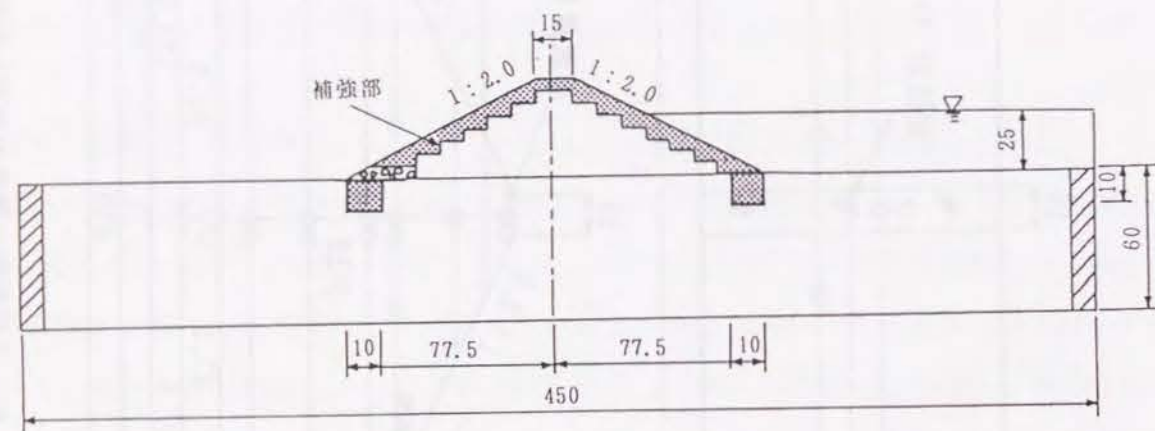


図-5.43 模型の概要 (ケース 2)

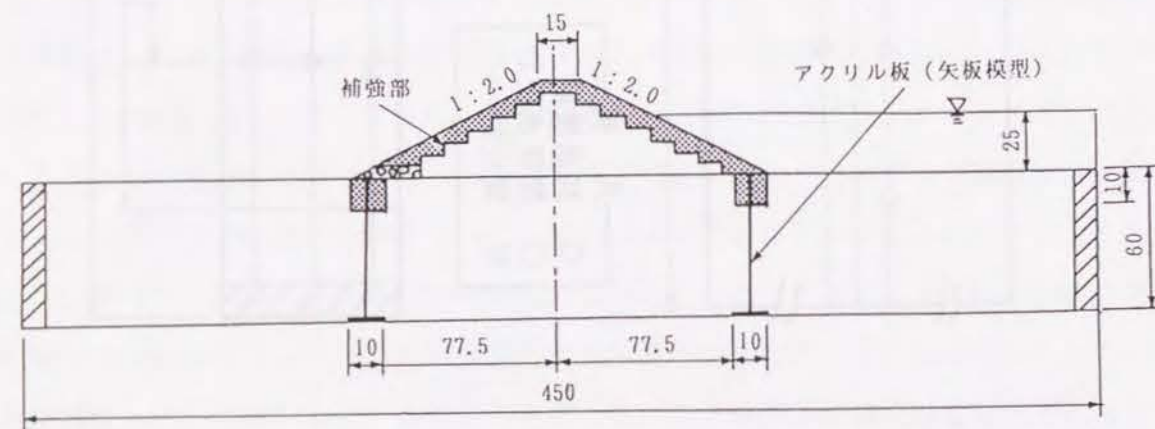


図-5.44 模型の概要 (ケース 3)

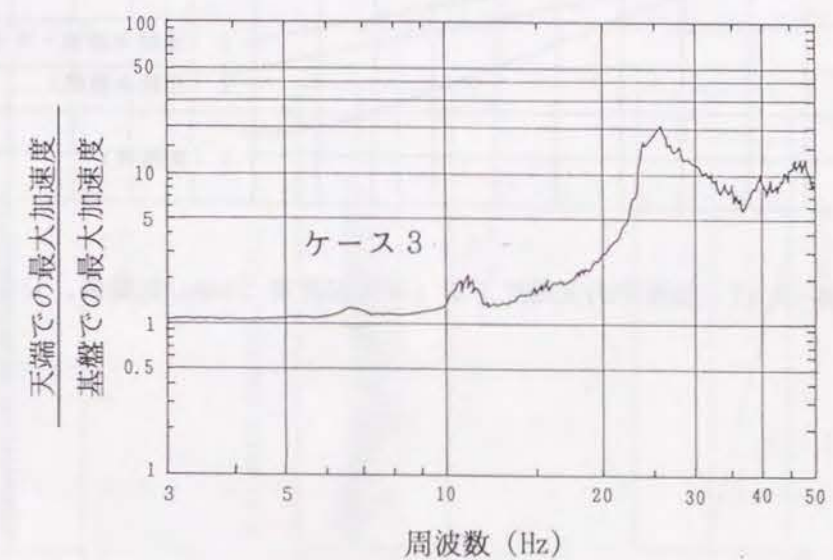
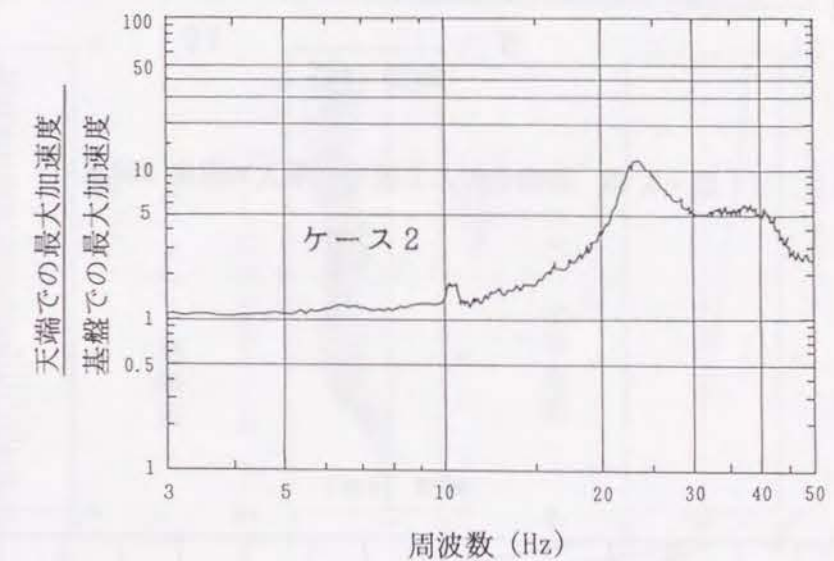
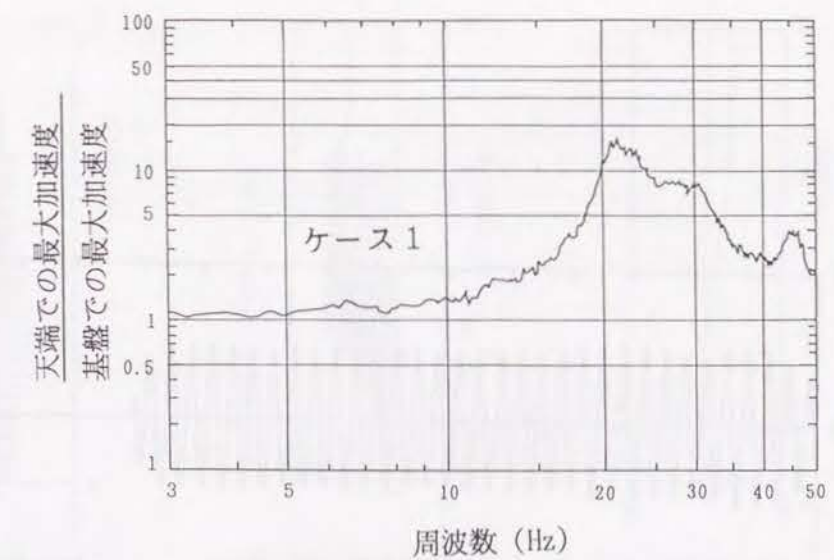


図-5.45 大型振動台模型の共振曲線 (ケース 1～3)

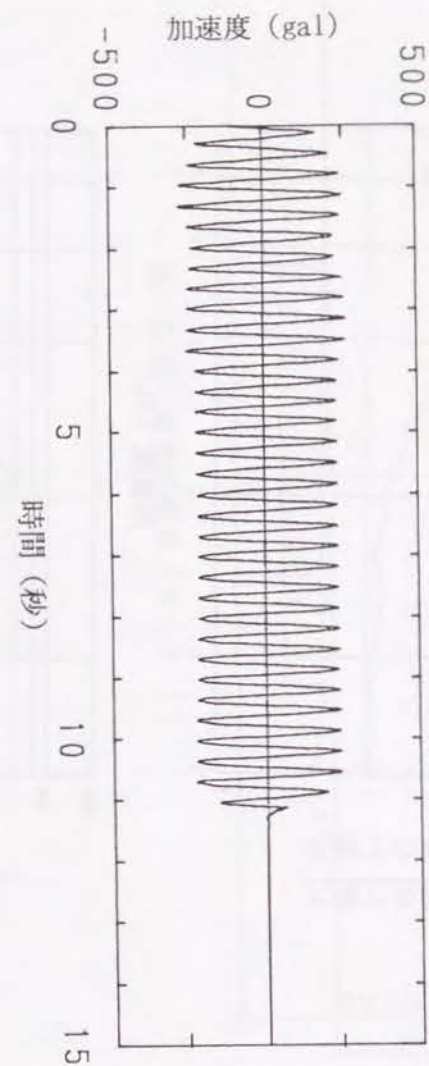


図-5.46 振動台の入力波型 (最大加速度 250gal)

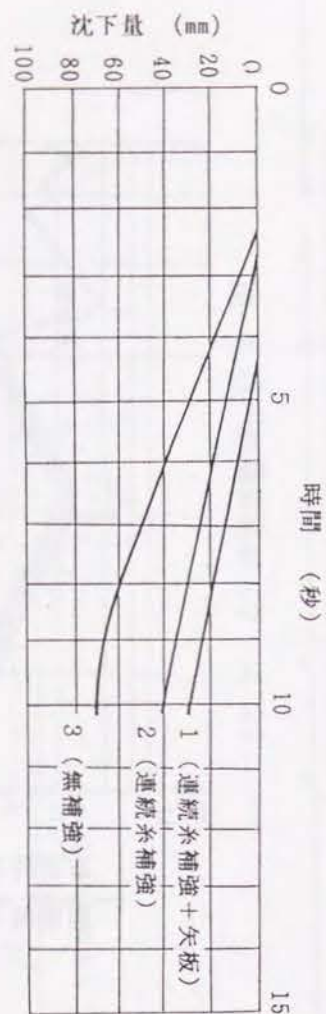
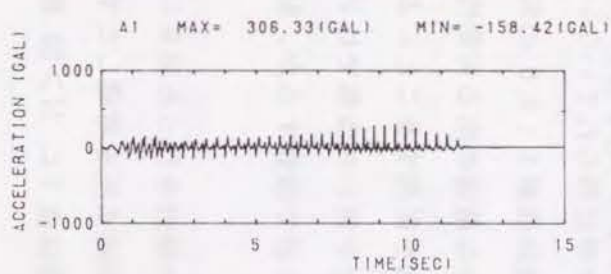
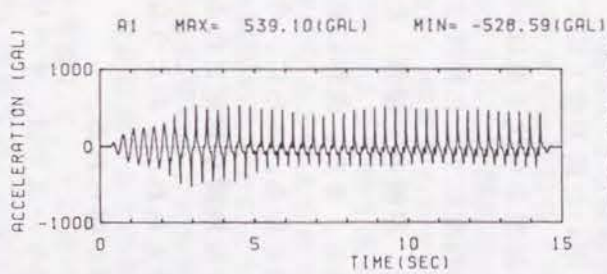


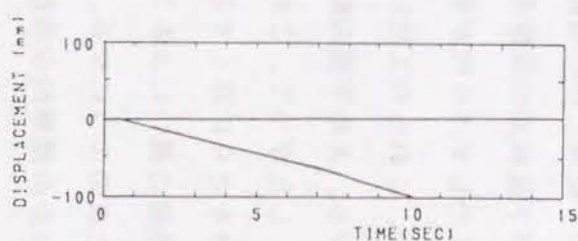
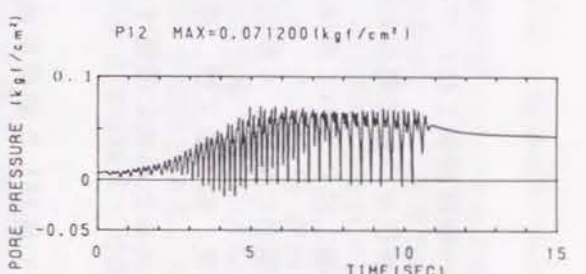
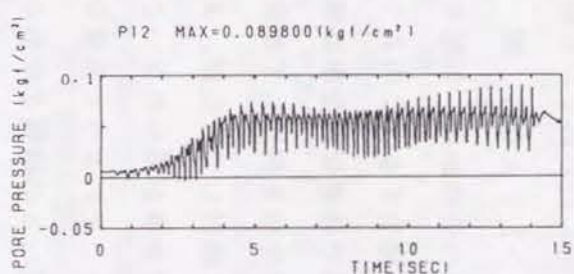
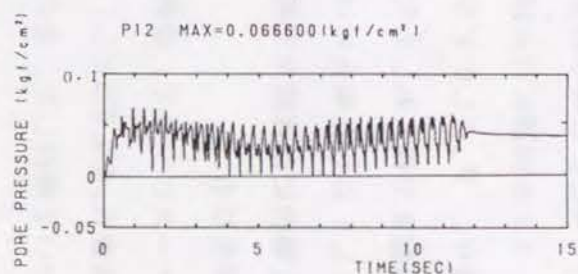
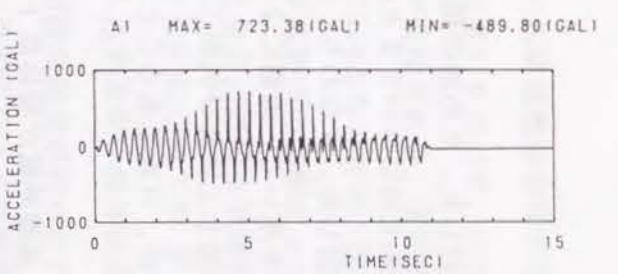
図-5.47 加振中の天端沈下量 (最大加速度 250gal加振後、D1)



加速度 (A1)



間隙水圧 (P12)



天端の沈下量 (D1)

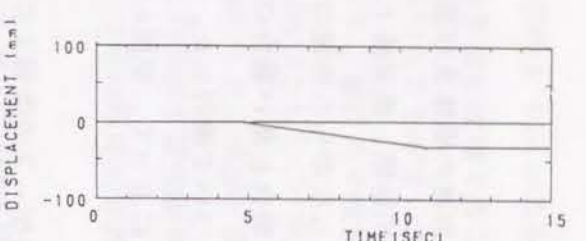
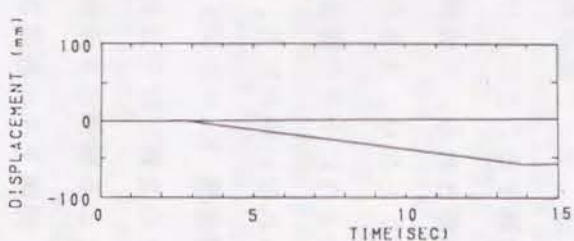


図-5.48 ケース 1 (試料 NO. 3)

図-5.49 ケース 2 (試料 NO. 3)

図-5.50 ケース 3 (試料 NO. 3)

5.5 まとめ

本章では、ため池の堤体及び基礎地盤の耐震補強工法について検討した。ため池の類似構造物である河川堤防、鉄道盛土、及び液状化地盤の既存の耐震補強工法についてまとめ、これらを参考にしながらため池の耐震補強工法について具体的に検討した。すなわち、基礎地盤の良好な場合と悪い場合の2つの場合に分け、4章の解析法を用いて、改修による安全性の向上について検討した。その結果、前刃金工法、連続糸補強土工法及び矢板工法を併用することによって、地震に耐えられるため池に改修することが、可能であることを示した。

次に具体的なケースの改修工法について検討した結果を述べる。基礎地盤が堤体直下に出てくる場合には、上・下流斜面を一般的に行われている粘性土を用いた前刃金工法で標準的な断面に改修することにより、 $F_s > 1.2$ となり、図-4.37の結果から沈下量は50cm以内になると判断される。下流側の用地の条件から、勾配を1:1.5程度にすると粘性土補強では $F_s < 1.0$ となり、大きな被害が発生する。このような場合、連続糸で補強した場合、図-5.11のように小さな断面の改修で必要な安全率は確保出来る。また、改修に必要な粘性土が得られない場合にも、現地発生砂を利用して改修が可能となる。さらに、今回の解析では地震係数 $K_h = 0.075$ として検討してきたが、より大きな地震が想定される場合には、粘性土の改修だけでは必要な安全率が得られないことが考えられ、このような場合にも連続糸による補強土を改修に使うことによって必要な安全率が得られる。

基礎地盤が、堤体下4m程度までN値=3の砂質土がある場合のケースでは、すべり線が地盤を通るので堤体だけの改修では $F_s < 1.0$ となり必要な安全率は得られていない。前刃金工法及び下流斜面の改修を、ケース1と同様に行えば、下流斜面が1:2.0の勾配ではどのケースでもすべり円が地盤を通り、 $F_s < 1.0$ となり大きな被害の出る可能性がある。このため、これらの工法に支持地盤まで根入れした矢板工法を併用することにより、 $F_s > 1.20$ となる。また下流勾配を1:1.5にした場合には粘性土を用いた改修では $F_s < 1.20$ となる。したがって、このような場合には連続糸で補強した砂で改修するか、粘性土での改修部分をさらに厚くする必要がある。

上記の基礎地盤の違いによる2つのケースについて、改修工法の検討を行った結果について要約すると次のようになる。地震係数 K_h を0.075とし、過剰間隙水圧を考慮したすべり解析をいくつかの標準的な改修例について検討した。その結果堤体直下に $N > 20$ 程度

の基礎地盤が存在する場合には、上流斜面については、粘性土 ($C' = 2.3 \text{ tf/m}^3$, $\phi' = 30^\circ$ 程度) を用いて、ため池整備便覧に示してある標準的な断面に改修することにより耐震性が確保される。下流側斜面は従来、張芝程度で済ましていたことが多いが未改修では $F_s < 1.0$ となるため、図-5.9に示す程度の改修が必要となる。粘性土で改修した場合には、下流斜面の勾配が1:2.0では $F_s > 1.20$ が得られるが、1:1.5の勾配では $F_s < 1.20$ となる。連続糸で補強した砂の改修では、小さな改修断面で $F_s > 1.20$ が得られ、勾配が1:1.5になっても $F_s > 1.20$ が確保出来る。ケース2の場合では矢板を支持地盤まで根入れするか、堤体法先部のみを支持地盤まで地盤改良(巾80cm程度)すれば、ケース1と同様な結果が得られた。

連続糸による砂補強土を用いる場合、高圧空気によってパイプで砂を送っているため、現時点では細粒分 ($74 \mu\text{m}$ 以下) が20%以下程度の砂質土しか施工出来ないため、遮水性の点から上流側斜面の改修には今のところ使えない。このため、現時点では下流斜面の補強か、強度をもたせた前刃金の後ろのフィルター材にしか使えないが、現在ベルトコンベアによって砂を送る工法も開発されているため、細粒分がかなり多い場合でも施工が可能になると考えられる。砂質土であっても、図-3.3の結果から細粒分が多い場合には十分締固めることにより、 $K_{15} < 10^{-5} (\text{cm/s})$ が得られ、連続糸で補強した砂を上流斜面の改修に用いることも可能となる。

改良に用いる土の制約、下流用地の制約、考慮する地震力の違い、ため池の重要度などを考慮して、上に述べた改良工法を適切に選択していくことにより、耐震性の大きなため池に改修することが可能である。

参考文献

- 1) 老朽ため池研究会：老朽ため池整備使覧（昭和57年版）、公共事業通信社、1982
- 2) 谷 茂、安中正実、川口徳忠、釜田豊也：日本海中部地震によるため池の災害と土質工学的性質、土と基礎、Vol.33, No.9, pp.51-56, 1985
- 3) 谷 茂：土構造物の被害事例—ため池、地盤と土構造物の地震時挙動に関するシンポジウム、土質工学会、pp.27~37, 1989
- 4) 谷 茂：小規模アースダムの改修事例、土と基礎、Vol.35, No.2, pp.17~22, 1987
- 5) 佐々木康、沢田善治、安田進、田上裕：高瀬川堤防の耐震性調査、土と基礎、Vol.35, No.8, pp.19~24, 1987
- 6) 谷 茂、平間邦興：土質・基礎工学のための地震・耐震入門（4章液状化）、土質工学会入門シリーズ10, 1985
- 7) 谷 茂：ため池の地震災害とその復旧について、農業土木学会材料施工研究部会報、第24号、57~67P, 1986
- 8) 建設省土木研究所動土質研究室、大成建設：不織布を用いた盛土の耐震対策工法の開発、昭和60年度ジオテクスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書、pp.168~179, 1986
- 9) 秋田県：八郎潟堤防震災復旧技術検討報告書、1984
- 10) 鉄道技術研究所他：盛土耐震補強工設計の手引（案）、1978
- 11) 谷 茂、山下恒雄、石崎英夫、堀家茂一：連続系混入による補強土の強度特性、第23回土質工学研究発表会、pp.2179~2180, 1988
- 12) 谷 茂、山下恒雄、石崎英夫、高野洋一：連続系混入による補強盛土の振動台模型実験、第24回土質工学研究発表会、pp.39~40, 1989
- 13) （社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル、技報堂出版社、pp.34, 1985
- 14) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、石崎英夫、高野洋一：連続系混入による盛土構造物の耐震補強法、農業土木学誌、Vol.58, NO.9, pp.9~14, 1990

第6章 結論

近年、ため池の重要性が以前にも増して大きくなっている。また、ため池周辺の開発が進み、決壊などの場合には、2次的被害が甚大になる可能性をもっている。ため池の大部分は、経験的技術によって築造されてきた。築造後100年以上経過したため池も多く、その老朽化が進んできている。このため多くのため池が地震の度に被害を受けてきた。

本論文では、過去の地震被害を解析し、被災原因を明らかにした。また、地震時の安全性評価手法を開発し、日本海中部地震の事例でその妥当性を検証した。ため池の新しい改修工法についても、大型模型実験、解析によってその有用性を検証した。以下に、各章ごとに得られた結論を要約して述べる。

6.1 2章について

第2章では地震被害の調査を行い、被災原因の解析を行い次の結論を得た。

- ① 5回の地震の例に基づいた、ため池被害の発生する震央距離はマグニチュードを用いて、次のように表せる。

$$\log \Delta_d = 0.858 M_J - 4.28 \quad (\Delta_d : \text{km})$$

- ② 取水施設等の付属構造物が、直接決壊などの大きな被害に結びついたり断定出来る例は、日本海中部地震の場合はまれであったが、従来の経験または他の地震の場合からすると損傷の程度が小さくとも、パイピングなどを誘発して大きな被害に結びつきやすい。地山に設置したものは被害が少ないので、出来るだけ地山に取り付けることが望ましい。
- ③ 男鹿地震の調査から決壊のほとんどは、Seedによって‘delayed failure’であると指摘されているが、日本海中部地震では男鹿地震の場合と異なり、短時間（直後～1時間）に決壊しているものが多く、1日後に決壊したのは1例のみである。この原因とし

ては、被害後の適切な応急処置が行われたためパイピングなどによる2次被害が少なかったと考えられ、応急処置の有用性が認められた。

- ④ 地形的には山地と平地の境界にあるもの、地質的には第四紀層の洪積層地帯のため池被害率が高い。基礎地盤の土質は砂質土のものに被害率が高い。
- ⑤ 堤高が20(30)m以下については高いほど被害率がおおむね高い傾向にある。これは一般に堤高が高いほど堤体自身による地震動の増幅が大きいためと考えられる。ただし、決壊などの大きな被害については10m以下のものが圧倒的に多い。形状係数(堤頂長/堤高)は5以下では小さく、それ以上ではあまり変わらない。アバットメントの拘束による三次元的効果であると考えられる。斜面傾度、堤頂幅については被害とのはっきりした関係は見出せなかった。
- ⑥ 堤体の物理的性質については、三角座標分類で砂質土のものの被害数が多く、特に決壊についてはその傾向は強い。平均粒径 D_{50} で見ると、被害ため池の多くが液状化の可能性のある範囲に入る。無被害ではこの逆になり、液状化が被害原因であるものが多かったと推定される。塑性指数によっても、被害・無被害ではっきりと差があり、被害ため池は非塑性(N・P)のことが多い。
- ⑦ 築造年代では築造後10年以内の堤体の被害率が高い。更に、日本海中部地震及び鉄道盛土の被害例から、過去3年以内に築造された土構造物の被害率が特に高いことが指摘出来る。これは自然圧密による強度増加の発現との関係をうかがわせる。

以上、既往の文献・資料・現地調査を中心に、地震によるため池被害についてまとめた。ただし、これら被害を受けたため池は設計基準が適用されていない小規模なため池がほとんどであり、設計基準が適用されて築造されたため池の被害数は少なく、ごく軽微な被害にとどまっている。

6.2 3章について

第3章では、比較的容易に得られる土質特性(土質分類、締固め度、N値)から、透水特性、せん断強度(C' , ϕ')、動力学的性質(変形特性、液状化強度)を推定する関係を求めた。このため、1983年日本海中部地震で被害を受けた、青森・秋田県のため池26箇所及び、無被害ため池8箇所の堤体及び基礎地盤について、原位置試験(標準貫入試験、

PS検層、密度検層等)、室内試験(締固め試験、透水試験、三軸圧縮試験、及び繰返し三軸試験)を行った。得られた主要な結果は次のようになる。

- ① ため池堤体の代表的な砂質土、粘性土について、締固め度D値を変化させて透水試験を行い、締固め度と透水係数の関係が図-3.3, 3.7のように求められた。
- ② 既存ため池、及び基礎地盤から採取した不攪乱試料の三軸試験結果から、N値が5以下の土では平均的な値として砂質土で $C' = 0.05$ (kgf/cm²), $\phi' = 33^\circ$ 、粘性土では $C' = 0.15$ (kgf/cm²), $\phi' = 30^\circ$ 、ピートでは $C' = 0.4$ (kgf/cm²), $\phi' = 22^\circ$ が得られた。
- ③ 粒度の異なる4種類の砂質土について、締固め度D値を変化させて、三軸圧縮試験を行った。この結果から、どの砂でも $D = 80\%$ ではほぼ同じ値を示す。締固め度が大きくなるにつれその差は大きくなるが、SPなどのクリーンサンドとSC、SMなどの砂で大別出来た。その結果は図-3.13のようになる。
- ④ 既存ため池の堤体及び基礎地盤のボーリング調査、PS検層などの原位置試験、不攪乱試料によるねじり変形試験を行った。この結果から、土の種類に応じて、N値と微小ひずみ時の剛性率の関係が(3-2)式のように求まった。また、ひずみに応じた剛性率の変化、及びひずみに応じた減衰比が平均的な値として図-3.23, 3.24のように求められた。
- ⑤ 粒度の異なる4種類の砂質土について、締固め度を変えて液状化試験を行った。これにより、砂の種類にかかわらず締固め度D値と液状化応力比 θ の関係が、(3-5)式のように求まった。

これらの結果から、標準貫入試験によるN値、土質分類、締固め度のデータがあれば、既存ため池の安全性の評価、及び改修時の設計に必要な土質定数を容易に推定することが可能となる。

6.3 4章について

4章では、ため池の地震時安全性の評価方法について検討した。得られた主要な結論は次のようになる。

- ① 堤体及び基礎地盤のN値及び土質分類から、簡易耐震判断を行う判定法を提案した。

この方法を、日本海中部地震で被害を受けたため池、及び無被害のため池に適用した。この結果、提案する簡易耐震判断法でも段階的な観点から、ほぼ満足する耐震性の判定が出来ることがわかった。しかし、堤体あるいは基礎地盤が砂質土で出来た場合には、被害を大きく見積もってしまう傾向がある。

② 詳細な検討方法として、簡易液状化解析法を修正してため池に適用し、過剰間隙水圧を考慮したすべり解析を提案した。これを日本海中部地震の事例に適用したところ、すべり安全率と天端の沈下量、あるいは天端の沈下率（（沈下量／堤高）×100%）に相関関係が認められた。この結果、すべり安全率をもって、ため池の安全性を定量的に評価することが可能となった。

③ 日本海中部地震で被災したため池についての、過剰間隙水圧を考慮した動的応答解析結果と、過剰間隙水圧を考慮したすべり解析との結果を比較したところ、その傾向はよく一致している。かなり大胆な仮定のもとに解析を行ってきたが、提案した簡便な解析法でも有用なことを示しているといえる。

これらの結果から、本研究で提案している簡易耐震判断法、及び過剰間隙水圧を考慮したすべり解析による安全性の評価方法は、実用的には十分妥当性のあるものといえる。

6.4 5章について

第5章では、ため池の類似構造物である河川堤防、鉄道盛土、及び液状化地盤の既存の耐震補強工法についてまとめた。またため池の耐震補強工法についても検討した。すなわち基礎地盤の良好な場合と、悪い場合の2つの場合に分け、4章の解析法を用いて、改修による安全性の向上について検討した。その結果、前刃金工法、連続糸補強土工法及び矢板工法を併用することによって、地震に耐えられるため池に改修することが、可能であることを示した。次に具体的な2つのケースの改修工法について検討した結果を述べる。

検討したケースは、①堤体直下に $N > 20$ の基礎地盤がある場合と ② N 値 < 3 の砂質土が堤体下4 mまでのケースである。得られた主要な結論は次のようになる。

① 地震係数 $K_h = 0.075$ とし、過剰間隙水圧を考慮したすべり解析をいくつかの標準的な改修例について検討した。その結果堤体直下に $N > 20$ 程度の基礎地盤が存在する場

合には、上流斜面については、粘性土（ $C' = 2.3 \text{ tf/m}^3$, $\phi' = 30^\circ$ 程度）を用いて、ため池整備便覧に示してある標準的な断面に改修することにより耐震性安全である。下流側斜面は従来、張芝程度で済ましていたことが多いが、未改修では $F_s < 1.0$ となるため、図-5.9 に示す程度の改修が必要となる。粘性土で改修した場合には、下流斜面の勾配が $1 : 2.0$ では $F_s > 1.20$ が得られるが、 $1 : 1.5$ の勾配では $F_s < 1.20$ となる。連続糸で補強する改修では、小さな改修断面で $F_s > 1.20$ が得られ、勾配が $1 : 1.5$ になっても $F_s > 1.20$ が確保出来る。

② 基礎地盤が、堤体下4 m程度まで、 N 値 $= 3$ の砂質土がある場合のケースでは、矢板を支持地盤まで根入れするか、堤体法先部のみを支持地盤まで地盤改良（巾80cm程度）すれば、基礎地盤が良好なケースと同様な結果が得られた。

これらの結果から、改良に用いる土の制約、下流用地の制約、考慮する地震力の違い、ため池の重要度などを考慮して、改良工法を適切に選択していくことにより、耐震性の大きなため池に改修することが可能である。

以上が本論文で得られた主な結論である。

（１）ため池等整備事業（土地改良事業）

①内容

農用地及び農業用施設等の災害を防止するために、築造後における自然的、社会的状況の変化等に対応して早急に整備を要する農業用のため池（災害防止用のダムを含む）、頭首工、樋門、用排水機場、水路等の用排水施設の改修又は当該施設に代わる農業用排水施設の新設並びにこれらの附帯施設及び洪水等からの安全を確保するために必要な管理施設の新設又は改修を行う。

また、ため池の堤体に係る工事と併せ行うものとして、ため池内の堆積土をしゅんせつし、その土で池敷内に公共用地（1,000m²以上）を造成し、公園等の公共の用に共する造成工事を行う。

②採択基準

大規模事業

ア．受益面積40ha以上

イ．総事業費が5,000万円以上

小規模事業

ア．受益面積5ha以上

イ．総事業費が200万円以上

（２）防災ため池事業（土地改良事業）

①内容

防災ため池事業は、50年に1回程度起きる洪水から農地・農業用施設並びに農作物等の農業関係被害を防止することを目的として、ため池堤防を嵩揚げする等により洪水調節機能を賦与、増進するための農業用ため池の改修を行う。

②採択基準

農業関係効果が50%以上で受益面積40ha以上（特別地域は受益面積30ha以上）

（３）ため池災害復旧事業（災害復旧事業）

①内容

この事業は農地、農業用施設（かんがい排水施設、農業用道路、農地または農作物の災害を防止するための施設）が災害を受けた場合の復旧事業である。復旧事業は原状復旧を原則としている。ため池の災害復旧も本事業の中で行なわれる。災害とは暴風、洪水、高潮、地すべり、地震、その他異常なる天然現象によって起こったものをいう。本事業は「農林水産業施設復旧事業国庫補助の暫定措置に関する法律」（昭和24年）及び「激勘災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律」（昭和37年）に基づいて行なわれている。

②採択基準

ア．異常な天然現象によって生じた災害を対象とする、異常な天然現象の中で、地震については特に震度は定めていない。

イ．1箇所工事費が30万以上

（４）ため池災害関連特別対策事業（災害復旧事業）

①内容

ため池の災害復旧事業に関連して、災害復旧の施行のみでは再度災害防止に十分な効果が期待できない場合に被災ため池及び被災ため池と一連の地域内にあるため池について再度災害を防止するため、災害復旧事業と併せて一定の計画に基づく整備を行う。

②採択基準

ア．次のいずれかに該当する総貯水量5,000m³以上のため池であること。

・被災ため池の被害が激甚であって、災害復旧工事のみでは十分な効果を期待できないもの。

・被災ため池と半径500m以内の同一水系にあるため池であって、次期出水等により下流に著しい災害を及ぼすおそれがあり、かつ、①被災家屋等が10個以上、②鉄道、国、都道府県等の公共施設のうち重要なものに対する直接災害、③官公署、学校等の公共建物のうち重要なものに対する直接被害、のいずれかが認められるもの。

イ．工事費が1,000万円を越え、かつ、原則として施行する災害復旧事業の工事費を越えないもの。

ウ．原則として他の改修計画がないもの。

エ．この事業の実施によって得られる効果が大きいものであるもの。

関連文献リスト

各章ごとに参考文献を引用しているが、ここでは発表様式ごとに関連文献をまとめた。
また、各章の内容は主に次の学会誌、論文集で公表した。

2章について

- 1) 谷 茂、安中正実、川口徳忠、釜田豊也： 日本海中部地震によるため池の災害と土質工学的性質、土と基礎、Vol.33, NO.9, pp.51～56, 1985
- 2) 谷 茂、長谷川高士： 日本海中部地震を中心とした溜池の地震被害、農業土木学会誌、Vol.55, No.10, pp.17～25, 1987

3章について

- 1) 谷 茂、長谷川高士： ため池堤体材及び基礎地盤の土質工学的性質、農業土木学会論文集、NO.150号（平成2年12月号），1990

4章について

- 1) 谷 茂、長谷川高士： ため池の地震時安全性の評価法、農業土木学会論文集、NO.152号（平成3年4月号），1991

5章について

- 1) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、石崎英夫、高野洋一： 連続系混入による盛土構造物の耐震補強法、農業土木学会誌、Vol.58, No9, pp.9～14, 1990
- 2) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、高野洋一、石崎英夫： 連続系混入による盛土構造物の振動台実験、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.855～860, 1990

本研究に関連して発表した文献のリストは以下の通りである。

(1) 学会研究発表会

- 1) 川口徳忠、谷 茂： コア用土の動的応力・変形特性について（I）、昭和54年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.344～345, 1979
- 2) 谷 茂、川口徳忠、向後雄二： フィルダムの動的応答解析の一例、昭和55年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.476～477, 1980
- 3) 谷 茂、石原研而、森 研二： 共振法くり返し三軸試験によるダム築堤材料の動的変形特性について、第35回土木学会学術講演会講演要旨集、pp.121～122, 1980
- 4) 田中忠次、谷 茂、川口徳忠： ENDOCHRONIC理論による砂の液状化解析、昭和56年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.271～272, 1981
- 5) 川口徳忠、谷 茂、向後雄二、武永礎秀： まさ土の液状化抵抗について、昭和56年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.269～270, 1981
- 6) 田中忠次、谷 茂、安中正実、川口徳忠： 貯水状態におけるフィルダム模型の振動実験と非線形動的解析、第17回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.1913～1916, 1982
- 7) 谷 茂、田中忠次、川口徳忠、小宮秀敏： 液状化解析のための土質パラメータ、昭和57年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.367～368, 1982
- 8) 田中忠次、安中正実、谷 茂、川口徳忠： 弾性特性を可変とした弾塑性応答解析とフィルダム模型振動実験、昭和57年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.477～478, 1982
- 9) 谷 茂、田中忠次、川口徳忠、小宮秀敏： 繰返し荷重を受けるまさ土の累積体積ひずみ特性、第18回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.525～526, 1983
- 10) 田中忠次、安中正実、谷 茂、川口徳忠、向後雄二： 貯水状態における砂質材料を用いたアースダムの振動特性、第18回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.697～698, 1983
- 11) 谷 茂、田中忠次、川口徳忠、小宮秀敏： 繰返し载荷による標準砂の累積体積ひずみ特性、昭和58年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.426～427, 1983
- 12) 谷 茂、安中正実、川口徳忠、石堂隆憲、釜田豊也： 日本海中部地震による溜池

被害について、昭和59年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.470～471, 1984

- 13) 田中忠次、安中正実、谷 茂： 八郎潟干拓堤防の液状化解析、第20回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.725～726, 1985
- 14) 田中忠次、谷 茂： エンドクロニックパラメータを用いた液状化解析、昭和60年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.418～419, 1985
- 15) 谷 茂、安中正実： 現位置凍結試料による小規模アースダムの液状化強度、第21回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.571～572, 1986
- 16) 田中忠次、安中正実、谷 茂： 小規模アースダムの液状化解析、第21回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.467～468, 1986
- 17) 谷 茂、安中正実： ため池堤体及び基礎地盤の動的変形特性、昭和61年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.344～346, 1986
- 18) 谷 茂： 細粒分を含む砂質土の液状化抵抗力について、昭和62年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.354～356, 1987
- 19) 谷 茂： 締め固め度の違いによる砂質土の強度について、昭和63年度農業土木学会関東支部大会講演要旨集、pp.10～11, 1987
- 20) 谷 茂、山下恒雄、石崎英夫、堀家茂一： 連続糸混入による補強土の強度特性、第23回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.2179～2180, 1988
- 21) 谷 茂： ため池の簡易液状化解析と過剰間隙水圧比の推定、昭和63年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.344～345, 1988
- 22) 谷 茂、山下恒雄、石崎英夫、高野洋一： 連続糸混入による補強盛土の振動台実験、第24回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.39～40, 1989
- 23) 谷 茂： ため池の簡易耐震判断法、平成元年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.440～441, 1989
- 24) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、高野洋一： 液状化地盤上の連続糸混入による補強盛土の振動台実験、第25回土質工学研究発表会講演要旨集、pp.2111～2112, 1990
- 25) 谷 茂： 千葉県東方沖地震による農業施設の被害、平成2年度農業土木学会大会講演要旨集、pp.484～485, 1990
- 26) 谷 茂： ため池の土質・地盤データのデータベース化、第41回農業土木学会関東支部大会講演要旨集、pp.50～52, 1990

(2) 国内シンポジウム

- 1) 田中忠次、安中正実、谷 茂、川口徳忠、向後雄二：土構造物の振動実験と液状化解析、地盤と基礎の地震災害に関するシンポジウム、pp.71～84, 1983
- 2) 谷 茂：ため池の地震災害とその復旧について、昭和60年度材料施工研究部会シンポジウム、pp.57～67, 1985
- 3) 谷 茂：日本海中部地震による「勘助」ため池の被害、地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム、pp.27～36, 1989

(3) 学会誌

- 1) 谷 茂、安中正実、川口徳忠、釜田豊也：日本海中部地震によるため池の災害と土質工学的性質、土と基礎、Vol.33, NO.9, pp.51～56, 1985
- 2) 谷 茂：小規模アースダムの改修事例、土と基礎、Vol.35, NO.2, pp.17～22, 1987
- 3) 谷 茂、長谷川高士：日本海中部地震を中心とした溜池の地震被害、農業土木学会誌、Vol.55, No.10, pp.17～25, 1987
- 4) 谷 茂：論壇—ため池の話あれこれ—、農業土木学会誌、Vol.57, No.12, pp.2～4, 1989
- 5) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、石崎英夫、高野洋一：連続糸混入による盛土構造物の耐震補強法、農業土木学会誌、Vol.58, No9, pp.9～14, 1990

(4) 論文集

- 1) 田中忠次、谷 茂：ENDOCHRONIC理論に基づく砂の繰返し三軸試験の液状化解析、農業土木学会論文集、NO.132, pp.51～61, 1987
- 2) 谷 茂、長谷川高士：ため池堤体材及び基礎地盤の土質工学的性質、農業土木学会論文集、NO.150号（平成2年12月号）、1990
- 3) 谷 茂、長谷川高士：ため池の地震時安全性の評価法、農業土木学会論文集、NO.152（平成2年4月号）、1991

- 4) 谷 茂、山下恒雄、中山覚博、高野洋一、石崎英夫：連続糸混入による盛土構造物の振動台実験、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.855～860, 1990

(5) 国際シンポジウム

- 1) Tanaka, T, M. Yasunaka, S. Tani : Seismic response and liquefaction of embankments - numerical solution and shaking table tests, Second International Conference on Numerical Models in Geomechanics, pp.679～678, 1986
- 2) Yasunaka, M, T. Tanaka, S. Tani : Liquefaction Analyses for Embankment Dams, ICOLD (国際大ダム会議) Symposium, pp.286～300, 1987
- 3) Tani, S, M. Yasunaka : Effect of sampling methods on liquefaction resistance of loose sand, 9th world conference on earthquake engineering, III 219～224, 1988
- 4) Fukuoka, M, S. Tani, T. Yamashita, S. Ihara, H. Ishizaki, Y. Takano : Stability of retaining wall reinforced by continuous fibres during earthquake, 4th International Conference on Geotextiles and Geomembranes, (Vol.1) pp.27～32, 1990

(6) 著書

- 1) 谷 茂：土質・基礎工学のための地震・耐震入門（4章地盤の液状化）、土質工学会所収、pp.103～143, 1985
- 2) 谷 茂：1983年日本海中部地震震害調査報告書（4-4-6 ため池）、土木学会所収、pp.322～340, 1981
- 3) 川口徳忠、谷 茂：土と基礎・実用数式・図表の解説（14章フィルダム）、土質工学会所収、pp.317～338, 1987

(7) 農業工学研究所機関誌等

- 1) 川口徳忠、谷 茂： 繰返し三軸試験による大柿ダム・コア用土の動的性質、農業土木試験場技報、(C-22)、pp. 1～12, 1981
- 2) 谷 茂： 共振法三軸試験機による土の動的性質の研究、農業土木試験場技報、(C-22)、pp. 15～40, 1981
- 3) 谷 茂、安中正実、川口徳忠、釜田豊也： 1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告、農業土木試験場技報、169(CE-4)、pp. 1～92, 1985
- 4) 谷 茂： 堤体材料の力学的性質の評価法、農林水産技術会議研究成果207（農業用フィルダムの安全性向上技術の開発）、pp. 41～48, 1988
- 5) 谷 茂： 中山間地域におけるため池の役割とその技術的課題、研究ジャーナル（農林水産技術情報協会）Vol.13, No.9, pp. 19～25, 1990

図・表一覧

第1章 序論	頁
図-1.1 ため池の分布	4
表-1.1 ダムの築造年代（15m以上のダム）	2
表-1.2 農業用ため池の規模別分類	3
表-1.3 ため池の堤高・貯水量別の分類	5
表-1.4 地震による農地・農業施設災害	5
表-1.5 農業用ため池要改修数（昭和54年度，構造改善局防災課とりまとめ）	6
表-1.6 ため池の地震災害に関連した主な文献	8
第2章 地震被害とその考察	
図-2.1 ため池被害の分布（男鹿地震，1939）	15
図-2.2 ため池被害の分布（新潟地震，1964）	16
図-2.3 ため池被害の分布（十勝沖地震，1968）	17
図-2.4 ため池被害の分布（宮城県沖地震，1978）	18
図-2.5 ため池被害の分布（日本海中部地震，1983）	19
図-2.6 震央距離と被害率（日本海中部地震）	20
図-2.7 震央距離と被害率（男鹿半島地震）	20
図-2.8 震央距離と被害率（新潟地震）	21
図-2.9 震央距離と被害率（十勝沖地震）	21

図-2.10 震央距離と被害率（宮城県沖地震）	2 2
図-2.11 マグニチュードと限界震央距離	2 3
図-2.12 ため池の被害形態	2 7
図-2.13 II型の沈下量（日本海中部地震）	2 8
図-2.14 「鶴の木1号」（若美町）のすべりの形状	2 9
図-2.15 土質柱状図（鶴の木1号）	3 1
図-2.16 一の沢の土質断面図とすべりの形状	3 3
図-2.17 堤体土の粒度（日本海中部地震）	4 4
図-2.18 堤体土の平均粒径 D_{50} （日本海中部地震）	4 5
図-2.19 堤体土の塑性指数 I_p	4 6
表-2.1 地震の諸元とため池の被害	1 3
表-2.2 ため池地震被害の概況	2 4
表-2.3 横方向クラックの発生位置（日本海中部地震）	2 5
表-2.4 沈下の主たる原因（男鹿、新潟、日本海中部地）	2 6
表-2.5 付属構造物の被害（男鹿、新潟、日本海中部地震）	2 6
表-2.6 被害形態の分類と堤体土の種類（日本海中部地震）	2 8
表-2.7 決壊の時間（日本海中部地震）	3 4
表-2.8 地形とため池被害率（男鹿、新潟、日本海中部地震）	3 5
表-2.9 基礎地盤の土質とため池被害（宮城県沖、日本海中部地震）	3 6
表-2.10 基礎地盤の地質とため池被害率（新潟、日本海中部地震）	3 7

表-2.11 堤高とため池被害率（十勝沖、宮城県沖、日本海中部地震）	3 8
表-2.12 形状係数（堤項長／堤高）とため池被害率（十勝沖、日本海中部地震）	3 9
表-2.13 築造年代とため池被害（日本海中部地震）	4 1
表-2.14 地震時の貯水率とため池被害（日本海中部地震）	4 1
表-2.15 地震時の貯水率とため池被害（決壊事例、日本海中部地震）	4 2
表-2.16 堤体土の種類とため池被害（日本海中部地震）	4 3
表-2.17 堤体土の種類（土質統一分類）とため池被害（日本海中部地震）	4 4
表-2.18 堤体土の種類とため池被害（日本海中部地震）	4 5
表-2.19 ため池堤体土の性質（被害ため池、砂質土）	4 7
表-2.20 ため池堤体土の性質（被害ため池、粘性土）	4 7
表-2.21 ため池堤体土の性質（無被害ため池）	4 8
表-2.22 ため池堤体の締固め度（平均）	4 8
写真-2.1 クラックの例（袴形ため池、青森県）	2 7
写真-2.2 鶴の木1号の破堤状況（写真）	3 0
写真-2.3 鶴の木1号のすべり面（写真）	3 0
写真-2.4 一の沢の破堤状況（写真）	3 2
写真-2.5 一の沢のすべり面（写真）	3 3

第3章 堤体及び基礎地盤の土質工学的性質

図-3.1 透水係数（砂質土）	5 4
図-3.2 透水試験に用いた砂質土の粒度	5 4

図-3.3	締固め度D値と透水係数 K_{15} (砂質土)	5 5
図-3.4	74 μ mふるい通過百分率と透水係数との関係 (締固め土)	5 6
図-3.5	透水係数 (粘性土)	5 6
図-3.6	透水試験に用いた粘性土の粒度	5 7
図-3.7	締固め度D値と透水係数 K_{15} (粘性土)	5 7
図-3.8	せん断強度定数 C' , ϕ' (不攪乱材料)	5 8
図-3.9	三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験に用いられた砂質土の粒度	6 0
図-3.10	三軸試験の1例 (NO. 3)	6 0
図-3.11	三軸試験の1例 (NO. 3)	6 1
図-3.12	砂質土のせん断強度 (実験結果)	6 2
図-3.13	砂質土のせん断強度 (実験結果のまとめ)	6 3
図-3.14	土のせん断強度 (土質工学ハンドブック (昭和40年) 表-2.29のデータより作図)	6 3
図-3.15	堤体及び基礎地盤の材料の力学的性質を求める流れ図	6 4
図-3.16	「勘助ため池」堤体および基礎地盤の土質柱状図	6 7
図-3.17	ため池基礎地盤の弾性定数の分布	6 8
図-3.18	ため池堤体の弾性定数の分布	6 8
図-3.19	N値とP波速度 V_p	6 9
図-3.20	N値とS波速度 V_s	6 9
図-3.21	せん断ひずみ γ と G/G_{max} の関係	7 0

図-3.22	せん断ひずみ γ と減衰比D (%)の関係	7 1
図-3.23	G/G_{max} のひずみ依存性	7 1
図-3.24	減衰比D (%)のひずみ依存性	7 2
図-3.25	剛性率のひずみ依存性 (砂)	7 2
図-3.26	減衰比のひずみ依存性 (砂)	7 3
図-3.27	剛性率のひずみ依存性 (粘土)	7 3
図-3.28	減衰比のひずみ依存性 (粘土)	7 4
図-3.29	現位置試験とねじり試験から得られる微小ひずみ時の剛性率の比較	7 5
図-3.30	簡易液状化解析法の基本データ	7 7
図-3.31	平均粒径 D_{50} と細粒分含有率の関係	7 8
図-3.32	ΔF_c と液状化強度の補正值	7 8
図-3.33	細粒分含有率と相対密度	7 9
図-3.34	繰返し回数Nと液状化応力比 θ の関係 (NO. 1)	8 2
図-3.35	締め固め度D値 (%)と液状化応力比 θ の関係	8 2
表-3.1	三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験に用いた砂質土の土質特性	5 9
表-3.2	繰返し三軸試験に用いた砂質土の物理特性と試験条件	8 0

第4章 ため池の地震時安定性の評価法

図-4.1	地盤の特性値 T_G と天端の最大沈下量の関係 (堤体もしくは基礎地盤が砂質土)	8 9
図-4.2	地盤の特性値(T_G)と天端の最大沈下量の関係 (堤体、基礎地盤とも粘性土)	8 9

図-4.3	天端の最大沈下量と堤体・基礎地盤種別の関係 (日本海中部地震で被害を受けたため池)	90
図-4.4	地盤の特性値(T_g)と天端の最大沈下量の上限值の関係	90
図-4.5	形状係数(青森・秋田のため池)	97
図-4.6	形状係数(全国の15m以上のアースダム)	97
図-4.7	土質縦断面図(勘助)	98
図-4.8	平面図(一の沢)	99
図-4.9	縦断面図(一の沢)	99
図-4.10	ため池の応答解析に用いたモデルと土質定数	100
図-4.11	日本海中部地震波(浪岡ダム基盤波)	101
図-4.12	深さ方向の加速度分布(第1種地盤)	102
図-4.13	深さ方向の加速度分布(第2種地盤)	102
図-4.14	深さ方向の加速度分布(第4種地盤)	103
図-4.15	深さ方向の加速度分布	103
図-4.16	基盤入力加速度等の影響	105
図-4.17	河川堤防の2次元地震応答解析結果(最大加速度分布)	106
図-4.18	河川堤防の2次元地震応答解析結果(最大せん断応力分布)	106
図-4.19	干拓堤防の2次元地震応答解析結果(最大加速度分布)	107
図-4.20	干拓堤防の2次元地震応答解析結果(最大せん断応力分布)	107
図-4.21	地表面最大加速度と天端の応答加速度の関係(堤体での増幅の傾向)	110

図-4.22	ため池の簡易液状化解析に用いる最大加速度の求め方	110
図-4.23	繰返し回数 N と液状化応力比 θ の関係($NO. 2$ 試料)	115
図-4.24	締固め度 D 値と b の関係	115
図-4.25	繰返し回数比 r_N と過剰間隙水圧比 r_u の関係 ($NO. 2$ の試料, $D=81\%$)	116
図-4.26	繰返し回数比 r_N と過剰間隙水圧比 r_u の関係	116
図-4.27	液状化安全率 F_L と過剰間隙水圧比 r_u の関係	117
図-4.28	簡易液状化解析を用いた耐震判断法の流れ	119
図-4.29	「勘助」の堤体及び基礎地盤の土質柱状図($NO. 2+10.0m$)	122
図-4.30	すべり解析断面(勘助)	123
図-4.31	簡易液状化解析(勘助)	126
図-4.32	液状化領域(弾塑性応答解析)	126
図-4.33	過剰間隙水圧を考慮したすべり解析(勘助)	127
図-4.34	すべり安全率と沈下量の関係	133
図-4.35	すべり安全率と沈下率の関係	133
表-4.1	調査したため池の諸元と被害状況(ボーリング調査を行ったもの)	87
表-4.2	ため池の堤体及び基礎地盤の土質特性と被害の関係	88
表-4.3	粘土のコンシステンシーと試料採取用スプーンの打撃回数 N と一軸圧縮強さとの関係	92
表-4.4	標準貫入試験の結果から判定した砂の相対密度	92
表-4.5	河川砂防における軟弱地盤(第15章 2.3.2軟弱地盤の判定)	92

表-4.6	軟弱地盤の定義（農道設計基準）細粒土の自然含水比による 区分（道路土工指針）	9 3
表-4.7	軟弱地盤の定義（農道設計基準）N値及び コーン指数による軟弱地盤の判定	9 3
表-4.8	鉄道における盛土支持地盤と軟弱地盤 （第3章第4条、表-1-14-1盛土支持地盤条件）	9 4
表-4.9	簡易耐震判断の基準	9 5
表-4.10	地層の土質特性（図-4.19の断面）	1 0 8
表-4.11	簡易液状化解析の計算例（勘助）	1 2 5
表-4.12	解析対象のため池の諸元	1 2 9
表-4.13	安定解析条件	1 3 0
写真-4.1	勘助の被災状況（応急盛土後）	1 2 0
写真-4.2	勘助の堤体内で確認された噴砂跡（写真）	1 2 1
写真-4.3	下流の荒地の噴砂（写真）	1 2 1

第5章 ため池の改修

図-5.1	堤体標準断面図（西側ため池）	1 4 1
図-5.2	取水施設構造図（西側ため池）	1 4 1
図-5.3	土質柱状図（西側ため池）	1 4 2
図-5.4	十勝沖地震の時の被災状況（勘助、縦断面図）	1 4 4
図-5.5	日本海中部地震の時の被災状況（勘助、縦断面図）	1 4 4
図-5.6	堤体標準断面（勘助、十勝沖地震時の時の復旧計画）	1 4 5

図-5.7	対策工効果の確認結果図（高瀬川高潮堤防）	1 4 6
図-5.8	改修前の断面（ケース1-1）	1 5 0
図-5.9	標準断面（ケース1-1, 2, 3）と（2-1, 2, 3, 4, 5）	1 5 4
図-5.10	標準断面（ケース1-4, 5）と（2-6, 7）	1 5 4
図-5.11	標準断面（ケース1-6）と（2-8）	1 5 5
図-5.12	標準断面（ケース2-9, 10）	1 5 5
図-5.13	すべり円（ケース1-2, 上流側）	1 5 7
図-5.14	すべり円（ケース1-5, 下流側）	1 5 7
図-5.15	改修前の断面（ケース2-1）	1 6 0
図-5.16	改修後の断面（ケース2-2）	1 6 0
図-5.17	改修後の断面（ケース2-5）	1 6 1
図-5.18	改修後の断面（ケース2-7）	1 6 1
図-5.19	固化材の添加量と一軸圧縮強度（砂質土）	1 6 3
図-5.20	固化材の添加量と一軸圧縮強度（シルト）	1 6 3
図-5.21	すべり円（ケース2-9, 上流側）	1 6 4
図-5.22	すべり円（ケース2-9, 下流側）	1 6 4
図-5.23	粒径加積曲線	1 6 5
図-5.24	供試体作製方法	1 6 7
図-5.25	三軸圧縮試験（無補強土）	1 6 8
図-5.26	三軸圧縮試験（補強土）	1 6 9

図-5.27 三軸圧縮試験強度のまとめ	169
図-5.28 糸の混入率と粘着力 C^* の増分の関係	170
図-5.29 液状化強度($DA=5\%$)	170
図-5.30 振動台の性能曲線	171
図-5.31 模型の概要	174
図-5.32 実験のケース	175
図-5.33 入力波形	175
図-5.34 天端の沈下(D2, 試料NO. 3)	176
図-5.35 天端の沈下(D2, 試料NO. 4)	176
図-5.36 ケース 1 (試料NO. 3)	177
図-5.37 ケース 2 (試料NO. 3)	177
図-5.38 ケース 3 (試料NO. 3)	177
図-5.39 ケース 1 (試料NO. 4)	178
図-5.40 ケース 3 (試料NO. 4)	178
図-5.41 大型振動台模型の概要と計器配置図	181
図-5.42 模型の概要(ケース 1)	182
図-5.43 模型の概要(ケース 2)	182
図-5.44 模型の概要(ケース 3)	182
図-5.45 大型振動台模型の共振曲線(ケース 1~3)	183
図-5.46 振動台の入力波型(最大加速度 250gal)	184

図-5.47 加振中の天端沈下量(最大加速度 250gal加振後、D1)	184
図-5.48 ケース 1 (試料 NO. 3)	185
図-5.49 ケース 2 (試料 NO. 3)	185
図-5.50 ケース 3 (試料 NO. 3)	185
表-5.1 堤体改修工法の比較	139
表-5.2 解析に用いた土質定数	142
表-5.3 円形すべり面スライス法解析結果	143
表-5.4 液状化対策工のまとめ	147
表-5.5 復旧計画一覧表(日本海中部地震)	147
表-5.6 改修のケース	152
表-5.7 各土の土質特性	157
表-5.8 すべり安全率(ケース1)	157
表-5.9 すべり安全率(ケース2)	159
表-5.10 試料の物理特性	166
表-5.11 混入糸の特性	166
表-5.12 振動台の概要	171
写真-5.1 振動台の全景(写真)	172
写真-5.2 振動台制御装置(写真)	172
写真-5.3 計測装置(写真)	173
写真-5.4 模型の概要(写真)	174

EARTHQUAKE RESISTANCE OF SMALL EARTH DAMS FOR IRRIGATION

by

Shigeru TANI

SUMMARY

Small earth dams are becoming increasingly important in disaster prevention as well as in the supply of irrigation water. Since the surroundings of small earth dams have been developed, the secondary damage in lower basin may become serious if such dams break. The approx. 250,000 small earth dams in Japan were mostly constructed by empirical technics and most were constructed over a hundred years ago. The safety of small earth dams during earthquake is not necessary enough from the recent soil engineering viewpoint. Large earthquakes in the past have caused damage to them.

This paper analyzed the damage to small earth dams caused by earthquakes and cleared the causes of damage. Methods to evaluate the earthquake resistance of small earth dams for irrigation have been developed, and adequacy of these methods was confirmed for damaged and not damaged earth dams in the 1983 Mid-Japan Sea Earthquake. Large-scale shaking tests and an analytic method confirmed that a newly developed construction methods for repair is successful. Each chapter will be summarized below. The first chapter gives the history of construction of small earth dams and existing methods for evaluating their earthquake resistance. Recently, the dynamic effective stress analysis which takes into account the excessive pore water pressure have been proposed. Application of this analysis to small earth dams is difficult in practical use due to the numerous parameters needed for the analysis. As the results, it is necessary to develop practical and accurate methods for evaluating the safety

of small earth dams.

The second chapters describes the survey and analisis of damage to small earth dams caused by five earthquakes. In the 1983 Mid-Japan Sea Earthquake, in-situ surves were made over 3 years to determine the causes of the damage. The surves indicate that the geography and geology of foundations and soil properties of the dams are determining factors in assesing the degree of damage. Extensive damage to small earth dams mainly results from "liquefaction" of often caused where dams and foundations are constructed of sandy soils.

In the third chapters, laboratory and in-situ tests on small dams and their foundations were carried out to investigate soil properties. The results allowed estimates of the mechanical characteristicks (shearing strength, dynamic deformation and liquefaction strength) from simple soil data such as the soil classification, the degree of compaction, and N values by SPT.

The fourth chapter investigates soil characteristics in detail with soil samples from 19 earth dams, with mechanical tests and by boring of the dam and foundations. The state of damage was also surved in detail. From the surveys, a methods was proposed to easily estimate damage due to the properties of the soils in the dams and foundations. With the simplified method for evaluating earthquake resistance, damage in sandy soil was overestimated. To accurately asseses damage, it is necessary to consider the excessive pore water presure.

From the relation between dynamic characteristics and soil data such as the degree of compaction and N values descrived in the third chapter, and applying simplified liquiefaction analisis to small earth dams, a stability analisis of sliding was carried out, taking into account excessive pore water preesure. Investgating the relation between safety factors and ammount of settlement or ratio of settlement (settlement/height) in % for dam crests in actual cases of damage, damage was classfied into extensive damage (settlement of more than 1 m or ratio of settlement above 25% at the crest) and limited damage by safety factors $F_s = 1.0$. This allows a quantitative evaluation of earthquake resistance of small earth dams. The analisis was made on unverifiable

assumptions, but it was still possible to obtain quantitative estimates of damage.

The fifth chapter describes the reinforced construction methods for the earthquake resistance of typical small earth dams, and reinforced construction methods for river dikes similar to small earth dams, railway embankment, and liquefacient ground. Two groups of cases were considered; good and poor foundation ground, and improvements in safety due to repairs was investigated by the analisis presented in fourth chapter. The results shows that it is possible to improve the earthquake resistance of small earth dams by using frontal core method, and the sheet pile method in combination.

The reinforcement effectiveness due to continious threads was confirmed in detail by mechanical tests, shaking table tests, and applicability to the small earth dams was also studied. Consequently the earth stabilization methods with continious threada is promissing methods for improving earthquake resistance of small earth dams.

近年、ため池は灌漑用水のみならず、防災機能の面からもその重要性が増してきている。また、ため池周辺の開発が進み、決壊などの場合には下流域の2次的被害が甚大になる可能性をもっている。わが国に現在約25万箇所あると言われているため池の大部分は、経験的技術によって築造されてきた。築造後100年以上経過したため池も多く、現代の土質力学の観点からすると、必ずしも安全性は十分とはいえない。このため多くのため池が地震の度に被害を受けてきた。

本論文では、過去の溜池の地震被害を解析し、被害原因を明らかにした。また溜池の地震時の安全性評価手法を開発し、日本海中部地震の事例でその妥当性を検証した。ため池の新しい改修工法についても、大型振動台実験、解析によってその有用性を検証した。以下に、各章ごとに内容を要約して述べる。

第1章では、ため池築造の歴史及び、ため池に関して現在行なわれている安全性の評価法についてまとめた。現在、ため池の安全性評価に使える手法は種々提案されているが、簡便な方法では安全性評価の精度の問題があり、詳細な解析では多くの力学定数を必要とすることなどから、数多くのため池の安全性評価を行っていくことは、実用的な観点からは難しい。このため、実用的かつ精度の高いため池の安全性評価手法の開発が必要である事を述べた。

第2章では、過去5回のため池に関する地震被害の調査・解析を行って、ため池の被災原因の検討を行った。特に日本海中部地震においては、3カ年にわたって現地調査を行って被災原因の詳細な検討を行った。その調査結果から、基礎地盤の地形・地質及び堤体の土質特性が被害の有無あるいは被害の程度に大きな影響を及ぼしている事を明らかにした。さらに、堤体あるいは基礎地盤が砂質土である場合に特に大きな被害が生じている事から、ため池の大きな被害の主な原因が“液状化”によるものである事を明らかにした。第3章では、ため池の堤体及び基礎地盤の土質特性を調べるために、堤体材及び基礎地盤の室内試験、原位置試験を行った。これらの試験結果を利用して、土質分類、締固め度、N値などの簡易な土質情報から、力学特性（せん断強度、動的変形特性、液状化強度）を推定する関係を導いた。

第4章では、約19カ所のため池の堤体土の採取、堤体・基礎地盤のボーリング調査及び

採取試料による力学試験を行い、詳細に土質特性を把握した。また、被害状況についても詳細に調査した。これらの調査結果から、堤体、基礎地盤の土質特性から簡易的に被害の予測を行なう方法を提案した。しかし、この簡易耐震判断法でも、堤体・基礎地盤が砂質土で出来たものについては、実際の被害よりも大きめに被害を見積もる結果となった。正確に被害予測をするためには地震による過剰間隙水圧の上昇を考慮した解析が必要となることが明らかになった。

このため、第3章で検討した締固め度、N値などと力学特性の関係を利用し、ため池に簡易液状化解析を適用して過剰間隙水圧を考慮したすべり安定解析を行った。実際の被害事例で、安全率と天端の沈下量、あるいは天端の沈下率（（沈下量／堤高）×100%）の関係をみると、安全率1.0をもってして、大きな被害（天端沈下量1.0m以上、あるいは沈下率25%以上）とそれよりも小さな被害に区別することが出来た。これによりため池の地震時安全性を定量的に評価することが可能となった。本解析では、かなり大胆な仮定のもとに解析を進めてきたが、被害の定量的な予測が可能であることが明らかになった。

第5章では、ため池の類似構造物である河川堤防、鉄道盛土、及び液状化地盤の既存の耐震補強工法についてまとめた。またため池の耐震補強工法についても検討した。すなわち基礎地盤の良好な場合と、悪い場合の2つの場合に分け、4章の解析法を用いて、改修による安全性の向上について検討した。その結果、前刃金工法、連続糸補強土工法及び矢板工法を併用することによって、地震に耐えられるため池に改修することが、可能であることを示した。

新しい耐震補強工法である連続糸混入土工法については力学試験、振動台実験、すべり解析によって詳細に補強効果を検証し、ため池への適用性の検討を行った。この結果から連続糸混入土による補強土工法がため池の耐震補強工法の1つとして有望であることを明らかにした。

謝 辞

本論文は、1983年の日本海中部地震の被害調査を機に、ため池の地震時安全性について取りまとめたものです。

本研究を行うにあたり、多くの方々から御指導、御援助を賜り、深く感謝の意を表します。特に、京都大学農学部・長谷川高士教授には、本論文をとりまとめる機会を与えて頂き、さらに終始御指導を賜りました。ここに深甚の謝意を表します。

本論文の御校閲と審査を賜り多くの貴重な御助言を頂きました、京都大学農学部・南勲教授、丸山利輔教授、高橋強教授の各先生に深謝する次第です。

元京都大学総長・沢田敏男 名誉教授には本研究を始めるにあたって、有益な御教示を頂きました。ここに深謝する次第です。

また元農業土木試験場長・故中島保治博士からは本研究を取りまとめる御勧めを頂き、常に暖かく見守っていただき、ここに深謝する次第です。

さらに現地調査、土質試験、論文のまとめなどで、農林水産省、農業工学研究所、開発土木研究所、日本農業土木総合研究所、及び青森・秋田両県の関係諸氏には多大の御援助、御教示を頂き、ここに記して、謝意を表します。

最後に本論文をまとめるにあたって、ワープロ入力、トレース等に御協力頂いた農業工学研究所土質研究室の高橋英子、石井久美子さんに謝意を表します。